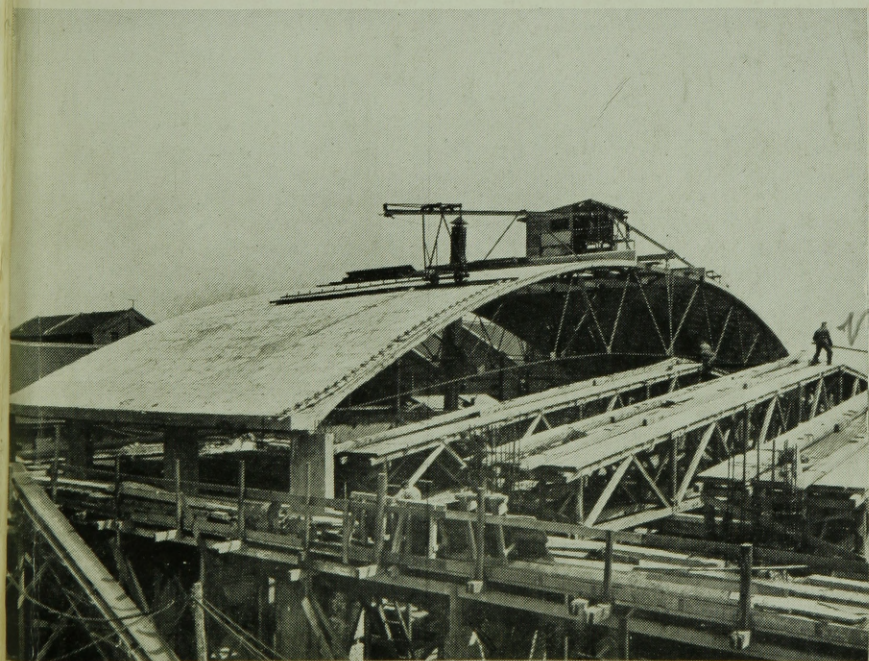


20
AZ ÉPÍTŐIPARI TUDOMÁNYOS EGYESÜLET FOLYÓIRATA * 1960. 12.



MAGYAR ÉPÍTŐ- IPAR

Főszerkesztő: LUX LÁSZLÓ

A szerkesztő bizottság tagjai: Bonta József, Gádoros Lajos, Gnädig Béla, Gyengő Tibor, Hergár Viktor, Katona József, Lévai Andor, Román Andor, Rudnai József

Szerkesztő: Rojkó Ervin

Szerkesztőség: Budapest, V., Deák Ferenc utca 10. Telefon: 181-041

Felelős kiadó: Solt Sándor

Kiadja: Műszaki Könyvkiadó, Budapest, V., Bajcsy-Zsilinszky út 22

Megjelenik havonként

Előfizetés egy évre: 72,— Ft

TARTALOMJEGYZÉK

<i>Bajnai László</i> : Méretegységesítés az ipari építészetben	537
<i>Dr. Lévai András</i> , Kossuth-díjas: Az első szabadtéri hőerőmű kialakításához vezető út	541
<i>Péry Vilmos</i> : Oroszlányi Erőmű, üzemi épület	545
<i>Emőd Áttila</i> : Elektromos hőerőmű	552
<i>Gnädig Miklós</i> , Kossuth-díjas— <i>Kollár Károly</i> : Héjszerkezet előregyártott elemekből	556
<i>Szalay László</i> : Transzformátorállomás előregyártott szerkezetekkel	559
<i>B. Mueller Éva</i> : Nagytétényi Gumigyár	562
<i>Szalay Zoltán</i> : A Borsodi Vegyikombinát (BVK) gázellátása	565
<i>Pásztor Géza</i> : Borsodi Regionális Vízmű	567
<i>Dr. Gyengő Tibor</i> , Alpár-díjas: Feszített beton födém szerkezetek tűzállósága	572
<i>Dr. Menyhárd István</i> : Feszített pálcás vasbetonszerkezetek	577

СОДЕРЖАНИЕ

<i>Ласло Байнаи</i> : Унификация размеров в промышленном строительстве	537
<i>Д-р Андраш Леваи</i> : лауреат Премии Кошута: Путь, ведущий к сооружению первого ТЭЦ расположенного открыто	541
<i>Вильмош Пери</i> : Производственное здание ТЭЦ в Орослан	545
<i>Атила Эмеди</i> : Тепло-электро-центральный для Вьетнама	552
<i>Миклош Гнедиг</i> , лауреат Премии Кошута и <i>Кароль Коллар</i> : Конструкция оболочки из сборных элементов	556
<i>Ласло Салаи</i> : Трансформаторная станция из сборных конструкций	559
<i>Б. Эва Мюллер</i> : Резиновый Завод в Надьтетен	562
<i>Зольтан Салаи</i> : Газоснабжение Боршодского Химкомбината ...	565
<i>Геза Пастор</i> : Водопроводная станция района Боршод	567
<i>Д-р Тибор Дьенгё</i> : лауреат Премии Алпара: Огнеупорность напряженных конструкций перекрытий	572
<i>Д-р Иштван Меньхард</i> : Железо-бетонные конструкции с напряженными стержнями	577

Méretegységesítés az ipari építészetben

BAJNAY LÁSZLÓ

A KGST Építésügyi Állandó Bizottsága célkitűzéseiről és munkaterületéről *Izsák Sándor* adott összefoglalást a Magyar Építőipar 1960. 3. számában. Jelen ismertetés szűkebb terület, az ipari építészet vonatkozásában tárgyalja a Tervmegoldások, Típustervezés és Normák Szekciójának keretében eddig végzett munkát.

Építőipari és technológiai szakemberekből álló munkacsoportok alakultak a kérdések kidolgozására. 1959-ben Halleban, 1960-ban Lipcsében a vegyipari létesítményekkel foglalkozó csoport, míg ugyancsak 1960. évben Gottwaldov-ban az univerzális ipari épületeket tárgyaló munkacsoport tartott munkaértekezletet.

A KGST tagállamokban folyó nagyszabású iparfejlesztési program multhatatlanul megkívánja a tervezési szempontok egységesítését, a tapasztalatok kicserélését és rendszerbe foglalását. Különösen a vegyipar fejlesztése lesz ugrásszerű. (1965-ig a KGST tagországok területén, — a rekonstrukciós jellegű feladatokat nem számítva —, hozzávetőleg 200 nagy vegyi-üzem épül.) A vegyipar fokozott jelentősége indokolja, hogy a többi iparágat megelőzően, éppen a vegyipari tervezés szakembereiből alakult meg az első munkabizottság. Az elérendő cél természetesen a leggazdaságosabb megoldásra való törekvés. Talán az építészet feladatai közül az ipari épületeknél jelentkezik legbonyolultabban a rendeltetésszerű használat exakt követelményeinek optimális építészeti kielégítése. A technológiai és építési terveknek egységes és gazdaságos megoldást kell nyújtaniuk az üzem létesítésével kapcsolatos beruházások, az üzemeltetési viszonyok és a termelési önköltség szempontjából egyaránt.

Tekintetbe kell vennünk, hogy az ipari beruházásokból az építési hányad nem egyszer 50% körül mozog, de ideális esetben sem csökken 20% alá. Helytelen tehát kizárólag a technológiai követelményeit figyelembe venni. A technológia alapvető tényező, de az építésnek is vannak sajátos törvényszerűségei. Ha ezeket figyelmen kívül hagyjuk és az építést a technológiának maradóktalanul alárendeljük, törvényszerű következmény lesz nemcsak a beruházás építési hányadának magas százaléka, hanem még a termékek önköltségének növekedése és természetesen az építési határidők kitoldása is.

Az üzemek technológiai folyamata nem önmagáért való „természeti jelenség”. Éppen úgy mérnökök tervezik, mint az épületeket. Nem lehetetlen kívánság

tehát, hogy a korszerű építkezés követelményeit a technológusok is vegyék figyelembe.

Ezen követelmények közül talán legfontosabb a szerkezetek következetes egységesítése, hogy a nagyüzemi módszerek bevezetésének és gazdaságos alkalmazásának alapját megteremthessük.

Az épületek terén bevezetett egységesítés fogja képezni a berendezések (elsősorban szállítóberendezések) és gépek széleskörű szabványosításának szükséges előfeltételeit is.

Az ipari épületek egységesítése terén az univerzális rendeltetésű épületek kialakítása a legjelentősebb feladat. Kézenfekvő, hogy univerzális épületek alkalmazása esetén a teherhordó és térelhatároló szerkezetek típusainak számát igen nagymértékben csökkenteni lehet.

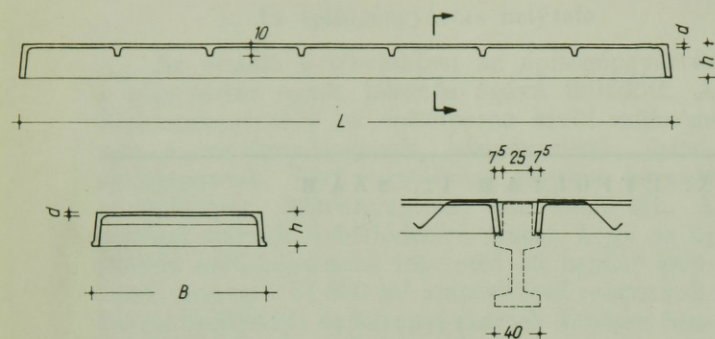
A korszerű gyártervezésnek ma már számolnia kell a technológia gyakori változásával. A technológia átalakítása csak univerzális épületeknél hajtható gazdaságosan végre. Közismert az ellentmondás az épületek és a bennük elhelyezett készülékek — berendezések elévülési ideje között.

A szerkezeteinknél alkalmazott anyagok tulajdonságai miatt nem áll módunkban meghatározott rövid élettartamú épületeket tervezni. Ugyanakkor technológiai folyamatok, vagy egyes berendezések már 10—15 év alatt elévülhetnek. A termelékenységi fokozásának törekvése, gazdaságossági okok miatt, megköveteli az ismert legkorszerűbb technológia alkalmazását.

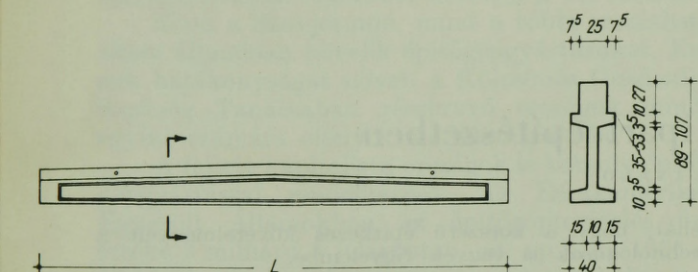
A helyes megoldás, olyan rendszerű ipari épületek tervezése, amelyeknél számolnak az épületek valószínű elévüléséig bekövetkező technológiai változásokkal. A követelmények helyes meghatározása természetesen rendkívül bonyolult elemzést igényel.

Az univerzális ipari épületek további jellemzői, hogy bennük a termelési folyamatok széles skálájú gazdaságosan elhelyezhető, az épületszerkezetek pedig általában függetlenek a technológiai berendezésektől és a belső szállítás megoldásaitól. Követelmény továbbá a belső ipari vezetékhálózat, „rugalmas” megoldása, a mindenkor igényekhez való alkalmazhatóság figyelembevételével.

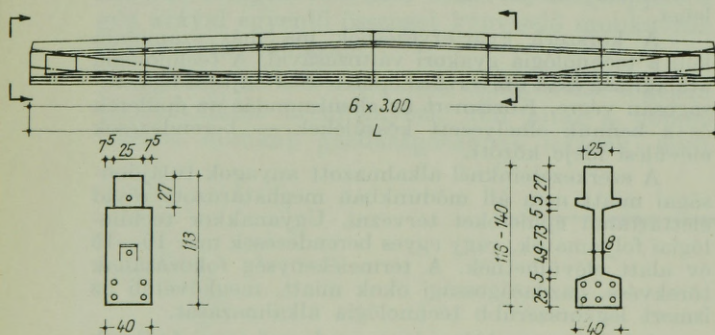
Az első feladat az oszlopkiosztás, a fesztávok, a magassági méretek és a hasznos terhelések egységes rendszerének meghatározása.



jel	súly to	tengely mérték		mérték				terhelés		anyagszükséglet	
		hossz	széles- ség	L	B	h	a	ön-súly kg/m ²	járulékos terhelés kg/m ²	beton m ³	acél kg
T-600	1,1	6000	1500	5720	1490	300	25	122	187	0,432	38



jel	súly to	tengely mérték		mérték				terhelés		anyagszükséglet	
		hossz	széles- ség	L	B	h	a	ön-súly kg/m ²	járulékos terhelés kg/m ²	beton m ³	acél kg
FT-12	6,8	12000	400	12300	400	-	-	0,565	2,18	2,72	35,0



jel	súly to	tengely mérték		mérték				terhelés		anyagszükséglet	
		hossz	széles- ség	L	B	h	a	ön-súly kg/m ²	járulékos terhelés kg/m ²	beton m ³	acél kg
FT-18	12,26	18000	400	18000	400	-	-	0,682	2,18	4,91	52,0

1-3. ábra: Magyar részről a KGST tagállamok felé ismételt felhasználásra javasolt előregyártott elemtípusok

- 6,00 m pillérálláshoz tartozó födémpanel
- 12,00 m fesztávú előregyártott főtartó
- 18,00 m fesztávú, 3,00 m-es elemekből összeállítható, utó-feszített főtartó. Vegyipari alkalmazás miatt a teljes reped-
zést mentes követelményének figyelembevételével méretezt

Az alábbiakban közöljük a méretegységesítés táblázatokba foglalt értékeit. A táblázatok a közölt megjegyzések figyelembevételével univerzális és vegyipari épületekre egyaránt érvényesek.

A pillérek távolsága a csarnok hossz tengelyének irányában (pillérállás) 6,00 m, illetőleg nagyobb fesztávok esetén 12,00 m. A csarnokok fesztáva 18,00 m-ig a 3,00 m többszöröse, 18,00 m fesztáv felett 6,00 m többszöröse. 12,00 m fesztávig ideiglenesen az 1,50 m többszöröse is elfogadott.

Többszintes épületeknél csak a 6,00 m-es pillérállás alkalmazható. Kazánházaknál átmenetileg a 9,00 m-es pillérállás megengedett. Magassági modul méret egyszintes épületeknél 0,20 m, amely érték többszöröse a padlószinttől a teherhordó szerkezetek alsó síkjáig értendő.

Többszintes épületek emeletmagasságait 0,60 m többszörösében kell megállapítani.

A külső falak szerkezeteinek (pl. falpanel) tervezésekor törekedni kell a 0,60 m többszörösének függőleges értelemben való betartására.

Univerzális, shed felülvilágító épületeknél a pillértávolságtól és fesztávától függetlenül 4,20 m-es belmagasság alkalmazható.

Egyszintes épületek térbeli, alaprajzi méretegységei

Pillértáv (m)	Fesztáv (m)	Belmagasság (m) szerkezetek aljág, daruzott épületben darusíngig	Megjegyzés
Hídardu nélküli, de 3 t teherbírású függesztett szerkezetű daruvál, vagy anélkül			
6	6	3,6 4,2 4,8	Homlokzati pillértávnál a 6,00 m is megengedett
6	9	4,2 4,8 6,0	
6	12	4,8 6,0	
6	15	4,8 6,0 7,2 8,4	
6	18	6,0 7,2 8,4	
6	24	6,0 7,2 8,4	
12	18	6,0 7,2 8,4	
12	24	6,0 7,2 8,4	
Hídarduvall ellátott egy- és kéthajós, egyszintes épületek			
6	12*	5,0 6,0 7,0 8,0	
6	15	6,0 7,0 8,0 10,0	
6	18*	6,0 7,0 8,0 10,0 12,0	
6	24	10,0 12,0 12,0 16,0	
6	30*	12,0 14,0 16,0	
* Univerzális épületeknél a tiszta belmagasság 0,20 m többszöröse			
Hídarduvall ellátott többhajós épületek			
12	18	6,0 7,0 8,0 10,0 12,0	Homlokzati pillértávnál a 6,00 m is megengedett
12	24	10,0 12,0 14,0 16,0	
12	30	Tiszta belmagasság 0,60 m	
12	36	többszöröse	

* Univerzális épületeknél a tiszta belmagasság 0,20 m többszöröse

Többszintes épületek térbeli, alaprajzi méretegységei

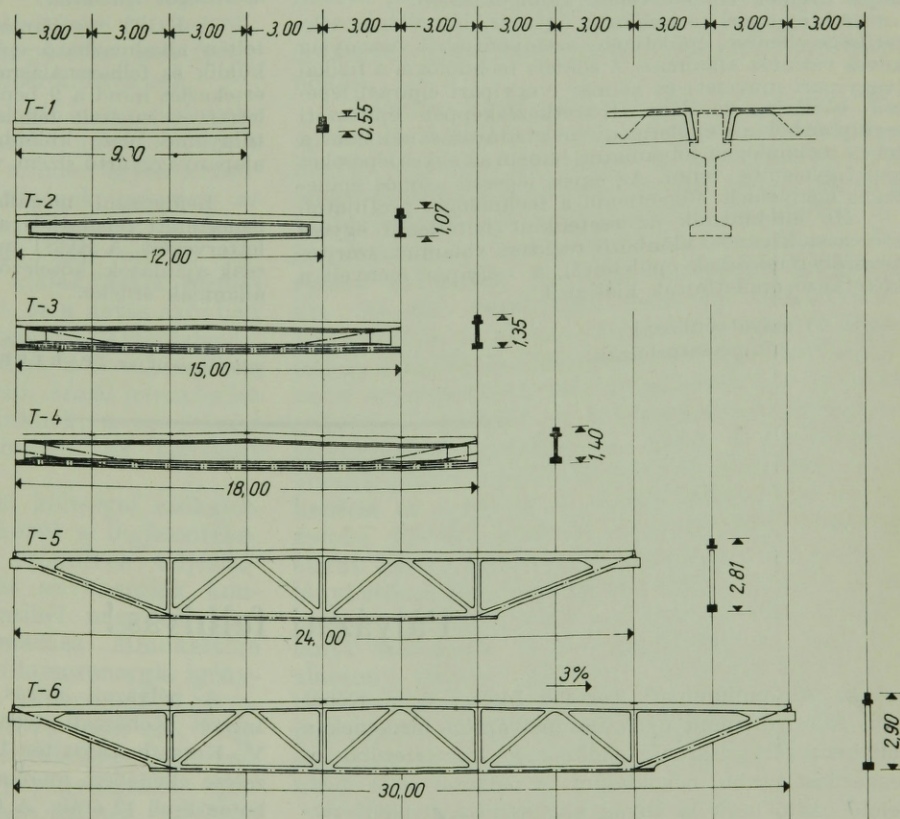
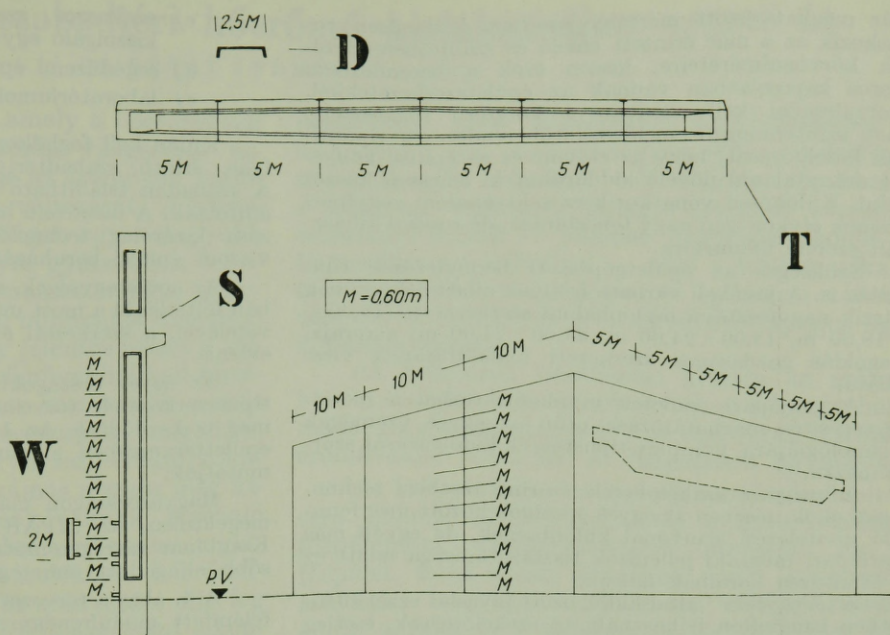
Pillértáv (m)	Fesztáv (m)	Emeletmagasság (m)	Hasznos terhelésre vonatkozó megjegyzés kg/m ²
6	6	3,6* 4,2* 4,8 5,4* 6,0 7,2*	500 750 1000 1500 2000 2500
6	9	4,2* 4,8 5,4* 6,0 7,2*	Hasznos terhet úgy kell megállapítani, hogy a 6/6 v. 6/12 kiosztás szerk. elemei felhasználhatók legyenek
6	12*	4,8 5,4 6,0	500 750 1000

* Vegyipari épületeknél nem javasolt méretek.

A táblázat értékeinél figyelemre méltó a 6,00 m-es pillérállás következtetés alkalmazása. Homlokzati pillérállásoknál a tervezőnek minden fesztáv esetén módja van a 6,00 m-es állás alkalmazására. E kérdésnek a térlehatároló szerkezetek kialakításánál van jelentősége (tető és falpanelek). 12,00 m fesztáv esetén a szerkezetek ugyanis gazdaságosan nem oldhatók meg.

A táblázatban közölt méretek értelmezésének kér-

4. ábra. Méretegységesítés értelmezésének és az előforduló elem-típusok jellegének összefoglaló ábrázolása. D- födémpanel, S- pillér, T- főtartó, W- falpanel típusok



5. ábra. Vegyipari épületeknél alkalmazható főtartó típusok sorozata. A T-3 és T-5 jelű főtartók kivételével a tartótípusok kivételével alkalmazásra kerültek

dése még nem egyértelmű. A pillérállások értelmezése a pillér tengelyt jelenti, a fessztávok értelmezése azonban még nem eldöntött kérdés. A fessztávok értékének rögzítéséhez pl. a daruhidak fessztávnak és úrszelvényének szabványát változtatni kell.

Túlzottan részletekbe menne, ezért nem ismertetjük a többszintes vegyipari épületek szegmenseinek méretegységesített variációs lehetőségeit, csupán azt jegyezzük meg, hogy ezeknél 3,00 m-es fessztáv is előfordulhat.

A munkabizottságok rögzítették a soronkövetkező feladatokat is.

Az univerzális ipari épületek terén meg kell határozni az ezekben elhelyezhető termelési folyamatokat, valamint a technológiai folyamatok épülettel szemben támasztott jellemzőit (paramétereit).

Szükséges a méretek moduláris koordinációjának bonyolult kérdését kidolgozni. Ez a kérdés általános építészeti probléma, megoldása nem az ipari épületek tervezőinek feladata, de természetesen alkalmazása az eddig lerögzített méretegységesítéssel nem lehet elmenthető.

A technológiai berendezések körvonalméreteinek kidolgozásakor alkalmazkodni kell az épületeknél

már meghatározott méretrendszerhez. Különösen vonatkozik ez a már érintett emelő és szállítóberendezések körvonalméreteire, hiszen ezek a berendezések szoros kapcsolatban vannak az épületszerkezetekkel. Szorgalmazni kell azonban a korszerű függesztett, vagy szintenmozgó emelő-szállítóberendezések típusainak kidolgozását, hogy az elavult és az építési költséget aránytalanul növelő hídدارukat ki lehessen küszöbölni. Különösen vonatkozik ez a kíváncsi vegyipari üzemek olykor igen nagy teherbírású, de rosszul kihasznált szerelő hídدارuira.

Szükséges az épületgépészeti berendezések tipizálása is. A jövőbeli várható igények miatt célszerűnek látszik nagyfeszítávú oszlophálóra szerkesztett $(18,00 \times 18,00 \text{ m}, 18,00 \times 24,00 \text{ m}, 24,00 \times 24,00 \text{ m})$ alaprajzi megoldás gazdaságos szerkezeti kialakításának vizsgálatát.

A vegyipari épületek munkabizottsága a méretegyesítés meghatározása után az egyes üzemágak technológiájára, komplex típustervek kidolgozását szorgalmazza.

A magyar szakemberek szerint részben technológiai okok, részben az egyes országok között még fennálló kivitelezési színvonal különbségek, de egyéb más építőipari műszaki jellemzők tisztázatlansága miatt ez a célkitűzés korainak látszik.

A „Vegyterv” által kidolgozott javaslat ezzel ellentétben ismételt felhasználható szekciótervek, esetleg épülettervek alkalmazását tartalmazza, ami — különösen hazai vonatkozásban — feltétlenül ésszerűbb, teljes üzemek típustervének kidolgozásánál.

A vegyipari technológia ugyanis, látszólagos sokrétűsége ellenére, épületigény szempontjából viszonylag kevés variáns alkalmaz. A sokféle technológia a fizikai (vegyipari művelet) és kémiai (vegyipari eljárás) lépések variációs sorolása. Következésképpen építészeti szempontból az épületigény meghatározásánál nem a teljes technológiai folyamatot, hanem az egyes lépéseket kell figyelembe venni. Az egyes lépések azonos épületeket igényelnek, függetlenül a technológia profiljától.

Ha eltekintünk az esetenként feltétlenül egyedi tervezést kívánó különböző reaktor, valamint szárítókeverőberendezések épületeitől, a vegyipar igényeit a következő épületfajták kielégítik:

- a) szivattyúházak,
- b) kompresszorházak,

- c) szakaszos, szerves, vegyipari eljárásokat kiszolgáló egy- és többszintes épületek,
- d) segédüzemi épületek (pl. raktárak),
- e) laboratóriumok.

Külön kell foglalkozni az építési hányadot komolyan érintő szabadtéri technológiai elrendezésekkel. A szabadon felállítható berendezések jegyzékét összeállították. A megfelelő berendezések terveinek átdolgozása kizárólag technológiai feladat, a megtakarítás viszont építési beruházásnál fog jelentkezni.

Az épületegységek, vagy szekciók tipizálását azonban feltétlenül a most már adott főméretek figyelembevételével, a szerkezeti elemek tipizálásának kell megelőznie.

Az egyes országokban elfogadott, vagy javasolt típusstruktúrák terveinek kölcsönös kicserélése már meg is kezdődött. Az 1—3 ábra a magyar vegyipari épülettervezésben alkalmazott ilyen szerkezet terveit mutatják.

Magyarországon már a halle-i munkaértekezletet megelőzően, az „IPARTERV” a Tiszavidéki Vegyi Kombinát nitrogén-műtrágyagyár tervezésénél, a később elfogadott méretegyesítést alkalmazta.

A 4. ábra a tervezett elemtípusokat és a 0,60 m-re felépített modulrendszer mutatja be. Az 5. ábra az egyesített tartótípusok sorozatáról tájékoztat.

A kiviteli tapasztalatok a méretegyesítés észszerűségét igazolták.

A KGST tagállamok megállapodtak, hogy ismételt alkalmazható épületterveiket egymásnak megküldik és felhasználásra javasolják. A lípesei munkaértekezlet mind a 9 benyújtott magyar vegyipari épülettervet ismételt felhasználásra javasolta. (A tervek túlnyomó része különböző gyógyszeripari raktár és alapanyaggyártó üzem volt.)

Befejezésül megállapítható, hogy e vázlatosan ismertett feladatkör alapvetően érinti az ipari épülettervezést. A KGST munkabizottságának határozatai csak ajánlások, kötelező alkalmazásuk azonban minden államnak érdeke.

Az ábrákon bemutatott szerkezeti rendszert és az egyes elemek típusait az IPARTERV 2. sz. Irodáján dolgozták ki.

Pályázati felhívás!

Az Alumíniumipari Tervező Intézet és a Kőbányai Könnyűfémű nyilvános pályázatot hirdetnek a főliahengermű csarnok padlójának legcélszerűbb és leggazdaságosabb megoldására. A pályázat célja megfelelő padló burkoló anyag kiválasztása, a padlószervezet meghatározása, a padló készítés technológiájának kidolgozása.

A kitűzött pályadíjak:

1 db	I. díj	4000,— Ft
2 db	II. díj	2000,— Ft
2 db	III. díj	1000,— Ft.

A bíráló bizottságban az Alumíniumipari Tervező Intézet, a Kőbányai Könnyűfémű és az Építéstudományi Intézet szakemberei vesznek részt.

1961. január 10.

Elbírálása: 1961. február 20-ig történik meg.

Budapest, 1960. november 5.

Kőbányai Könnyűfémű

Várhelyi Rezső sk.
főmérnök.

Alumíniumipari
Tervező Intézet

Gebefügi István sk.
mb. igazgató.

Az első hazai szabadtéri hőerőmű kialakításához vezető út

Dr. LÉVAI ANDRÁS, Kossuth-díjas

Az a hatalmas fejlődés, amely a hőerőművek technológiai tökéletesítése során világszerte tapasztalható, maga után vonja az erőművek építészeti kialakításának állandó változását. A hőerőművek létesítése az egész világon egyre nagyobb mértékben jelentkező és egyre gyorsabban teljesítendő feladatot jelent, hiszen az energia igény szinte egy évszázad óta majd mindenütt exponenciálisan nő. Az energia igény jelentős részét a villamosenergiát fejlesztő hőerőművekből kell kielégíteni, amelyeknek százalékos részaránya a más rendszerű ugyancsak villamosenergiát szolgáltató erőművekhez képest (víz, vagy Diesel-erőmű) rohamosan nő, jóllehet a világ számos részein még kiaknázatlan vízenenergia források vannak. Hasonló a helyzet Magyarországon, ahol a villamosenergia-fejlesztés majdnem száz százalékból hőerőművekben történik ma is és ez az arányszám alig fog változni összes lehetséges vízerőhasznosító elképzeléseink megvalósítása során. Villamosenergia igényünk évente átlagban 8—10 százalékkal nő, azaz ennek az igénynek kielégítésére kb. ugyanannyi százaléknyi új erőműkapacitást kell építenünk, mégpedig elsősorban hőerőművekben.

Az exponenciálisan növekedő energiaigényekkel csak úgy lehet lépést tartani némiképp, ha a hőerőművek létesítése során minden igyekezetünket egyrészt a beruházási költségek, másrészt az erőművek tüzelőanyag felhasználásának csökkentése irányában koncentrálnak. Bár utóbbi célkitűzés az erőmű építészeti kialakítására természetesen szintén hatással van, ez a hatás azonban az épületszerkezetekben és az építészeti megjelenésben nem túlságosan erős, ezért a továbbiakban nem is kívánok vele foglalkozni. Annál jelentősebb azonban az első célkitűzésünknek, a beruházási költségek csökkentésének hatása az építészeti vonalán.

Az erőművek beruházási költségei csökkentésének számos lehetősége közül a legjelentékenyebbek közé tartozik az erőművek teljesítőkéességének növelése, tehát az energiák koncentrációja, ugyanakkor a minél nagyobb gépegységek és kazánok alkalmazása. Mindkettőre közvetlen lehetőséget ad a villamosenergia igénynek a bevezetőben említett exponenciális növekedése, ami elméletileg lehetővé teszi azt, hogy 6—8 évente kétszerakkora teljesítőkéességű erőművekben, kétszerakkora gépegységeket építsünk be, aminek természetesen számos építészeti vonatkozású következménye van. Így fajlagosan csökken az erőmű 1 MW-jához szükséges légköbméterek száma, amit világosan érzékeltet az 1. ábra, amelyen az utóbbi 10 évben idehaza épített nagyobb hőerőművek fajlagos térfogatszükségletének adatait hordtuk fel. Az ábrából világosan látható, hogy nagyjából azonos épületszerkezeti tervek alapján épített erőműveink (időrendi sorrendben: Inota, Sztálinváros, Borsod, Tiszapalkonya, Pécs, Ajka II.) közül fajlagosan a legtöbb kubaturára a legkisebb kazánegységekkel

megépített pécsi hőerőműnél, a legkevesebbre a legnagyobb gép- és kazánegységekkel rendelkező tiszapalkonyai erőműnél volt szükség. Az ábrán a kiugróan legkisebb fajlagos értékkel szereplő oroszlányi erőmű — jóllehet nagysága azonos a tiszapalkonyai erőművel — már a közben alkalmazott jelentős technológiai és építészeti változtatások hatásaként érte el a kedvező fajlagos légköbméter számot.

Az építészeti beruházási költség az erőmű beruházási összköltségének kerekén mintegy harmada. Ez a százalékos arány az első ábrán szereplő erőműveknél nem tér el lényegesen egymástól.

Az 1950—58 közötti korszak hazai erőműépítésére jellemző a 2. ábra, amely a borsodi erőmű főépületének keresztmetszetét mutatja. Ez a főépület, mint abban az időben épült összes erőművünk, nagyelemei helyszíni előregyártással épült, amidőn is a kazánok és turbinák zárt kazán- ill. gépházban voltak elhelyezve. Az erőműben jelentős részt foglalnak el a szénhombárok, valamint a táptartályt és villamos kapcsolóberendezéseket magukban foglaló, nehézszerkezetű csarnokok.

Jelentős lépés volt, amidőn az üzemi főépületben a tápház és a szénhombárház oly módon egyesítettük, hogy a táptartályokat a megszokottnál alacsonyabb szintre helyeztük és a tápberendezéseket a gépházba csoportosítva elhagytuk az ún. külön tápházat. Ily módon a főépület térfogatát, valamint beruházási költségét kb. 20—25 százalékkal lehetett csökkenteni. Ugyanebben az időben rátértünk az üzemi főépületben a kazánok állványzatának egyúttal épület-tartó szerkezetként való felhasználására és ezért a kazánok hátfalát és tetőszerkezetét szabadtéri szerkezetűre képeztük ki. Ezzel a kazánháza vonatkoztatva további 10 százalékos térfogat csökkentést és egyúttal az épületszerkezetben és az építési időben jelentős megtakarítást lehetett elérni. Erre a fejlődési lépcsőre jellemző az oroszlányi erőmű főépületének metszete, amit a 3. ábra mutat és amely egyúttal magyarázatot ad az oroszlányi erőműnek az 1-es ábrán látható kiugróan alacsony fajlagos kubatura értékére. Az oroszlányi telepítést ma a kazánház kialakítása szempontjából kapcsolt elrendezésűnek, a gépház kialakítása szempontjából zártterűnek kell neveznünk.

A főépület határázó elemeinek kialakításánál az említett technológiai módosításokon kívül elsősorban az épületszerkezetek megoldásában mutatkozik nagy változás, amennyiben az első öt nagyerőművünkönél alkalmazott vasbeton előregyártás után áttértünk a gyorsabb létesítést lehetővé tevő önhordó merev vasvázvas vasbetonépítkezésre. Ez a szerkezet az erőmű teljes építészeti acéligényét figyelembe véve kb. 10 százalékkal nagyobb acéligényű az erőmű egy légköbméterére vonatkoztatva, mint az előregyártott vasbetonszerkezet (7,7 kg/légm³ ill. 7,0 kg/légm³).

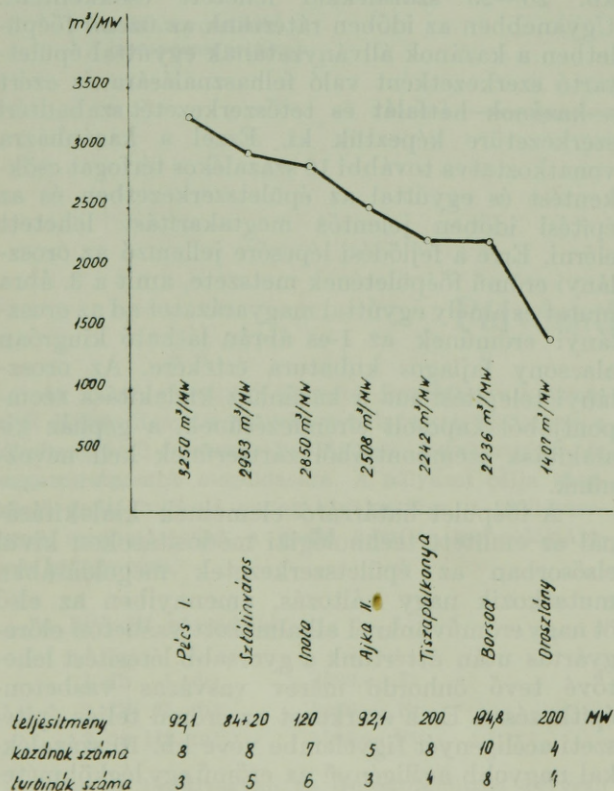
Ha az összehasonlítást helyesebben nem légköbméterre, hanem az erőmű teljesítményére vonatkoztatjuk, akkor az összes acéligény kapcsolt kazánház esetében (12,32 kg/kW) kisebb, mint a vasbeton változatnál (14,0 kg/kW). Ennek oka, hogy a prefabrikált vasbetonszerkezetet a kazánokkal összekapcsolni nem lehet, így tehát a kapcsolt kazánház előnyei a prefabrikált szerkezet által megkívánt zárttéri kazánház esetében elesnek. Meg kell azonban mondani, hogy a merev vasbetétes vasbetonszerkezet költsége a drágább hengerelt acél részbeni felhasználása folytán mintegy 4%-kal meghaladja a tiszta vasbetonszerkezet költségeit. Ez a ráfordításöbbség azonban bőven megtérül a gyorsabb építés és szerelés alatt az interkaláris eszközökötésben mutatkozó lényeges megtakarítás révén.

Az oroszlanýi erőműnek a jelzett szerkezetben történő megvalósítása — jól lehet magán viselte még az első kivitelből adódó építész-organizációs nehézségek hátrányait — beváltotta a hozzáfűzött reményeket. Ennek elenére nem elégedhettünk meg ezzel az eredménnyel, hanem tovább kellett keresnünk azokat az utakat, amelyekkel az erőmű építészeti költségeit még inkább csökkenteni lehet. Most már azonban nem lehetett megelégedni az egyes részletkérdéseknél eddig alkalmazott megoldásokkal, hanem generálisan más utat kellett választani. Így jutottunk arra az elhatározásra, hogy szakítunk azzal a nálunk és másutt is begyökerezett felfogással, hogy erőművi nagyberendezéseket (kazánok, turbinák, generátorok stb.) csak zárttérben, az időjárás viszontagságaitól teljesen védetten lehet elhelyezni, hanem

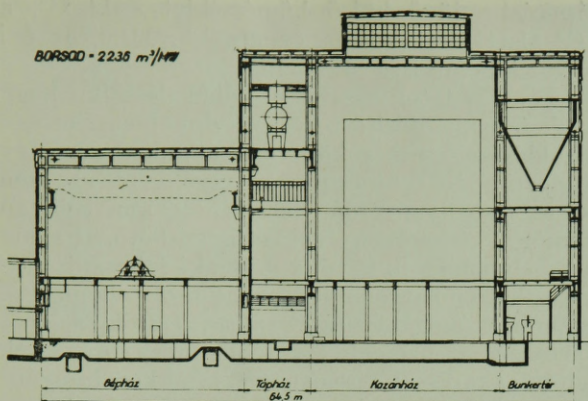
e helyett ezeket megfelelő óvatossággal bár, de szabadba helyezzük. Itt is tulajdonképp két lépcsőt lehet megkülönböztetni. Egyik, amidőn a gépeket és kazánokat szabadba helyezzük ugyan, olymódon azonban, hogy azok egészükben, vagy legalábbis érzékeny elemeik az időjárás behatásainak közvetlenül ne legyenek kitéve; ez az ún. félszabadtéri megoldás. A második lépés pedig az, amidőn elhagyjuk ezeket a kisebb burkoló elemeket is és a gépek közvetlenül a szabadban vannak; ún. teljes szabadtéri megoldás.

A most tervezési stádiumban levő 550 MW-os dunamenti erőmű első, magyar tervezésű 100 MW-os részénél a félszabadtéri megoldást választottuk, aminek makett-jét az 5. ábra, az erőmű met-szetét a 4. ábra mutatja. Az ábrákból láthatóan az olajtűzelésű kazánok a szabadban vannak, azonban legérzékenyebb elemei, úgy mint biztonsági és szabályozó szervei, kezelést igénylő olajgéoi stb. a kazán vasvázára erősített, könnyű, zárt fülkékben vannak elhelyezve. A kezelőszemélyzet ezekhez a fülkékhöz az erőmű középső részén zárttérben levő vezénylőteremből vezető folyosón jut. A gőzturbinák és generátorok könnyű, daruval leemelhető burkolat alatt, de egyébként a szabadban vannak. Ugyancsak szabadban áll az erőmű középső csarnokán, de az eddiginél lényegesen alacsonyabbra helyezett táptartály, amelynek érzékeny szabályozó stb. elemeit szintén kis zárt kalitkák védik. A turbinaház kiszolgáló szintje tetőszerkezetként van kialakítva, úgyhogy ez alatt a turbina segédgépei, tápvízlelemezítői, tápszivattyúk, redukáló állomás stb. mind zárt térben vannak. A gépek szerelését, karbantartását szabadtéri bakdaru látja el, amely a gépház szintjén fut. Ez a daru már nincs a legnehezebb részek (generátorállórész) emelésére méretezve; ezt az erőmű életében gépenként egyszer előforduló műveletet segédemelő-berendezések látják el. Ezáltal lehetővé vált a magas, költséges erőműrészek elhagyása. A dunamenti erőmű esetében az erőmű legnagyobb magassága az eddigi 35—38 m-rel szemben csupán 8 m és csak a középső részen van még egy, kb. 15 m magas keskeny épületrész.

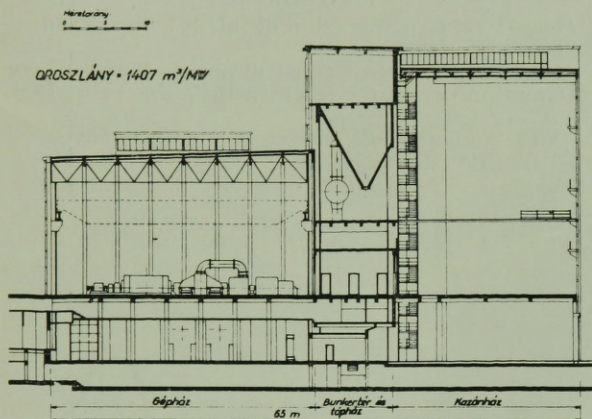
Világos, hogy ezek a változtatások egészen alapvető módon kihatnak az erőmű építészeti volumenére, amennyiben a fajlagos térszükséglet pl. a tiszapalkonyai 2242 m³/MW-ról 182 m³/MW-ra csökken. Az építési volumen az eddiginék kb. 40%-ára, az építési költség a részben költségesebb megoldások miatt az eddiginék kb. 50%-ára csökken. Építési időben legalább 8 hónap megtakarítás érhető el. Természetes, hogy a főépületnek gyakorlatilag majdnem teljes elhagyása technológiai szempontból sok új problémát vet fel, amelyeknek tárgyalása azonban nem tartozik ezen cikk keretébe. Csak annyit említünk meg, hogy mivel az új elrendezéssel saját tapasztalatunk még nincs, világos, hogy kezdetben igen sok olyan elemet irányzunk elő, amelyek később talán túlzott biztonsággként jelentkeznek. Így pl. igyekszünk az összes csővezetékét zárt folyosóban elhelyezni; azokon a helyeken, ahol leállás után fagyveszély áll fenn, különleges fűtést biztosít-



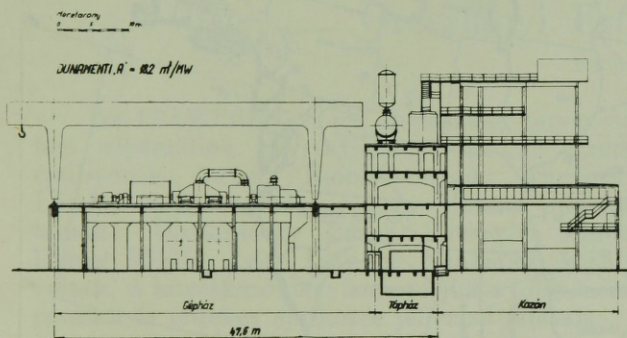
1. ábra. Magyarországi nagy hőerőművek fajlagos térszükségletének alakulása



2. ábra. Borsodi Hőerőmű keresztmetszete



3. ábra. Oroszlányi Hőerőmű keresztmetszete



4. ábra. Dunamenti Hőerőmű keresztmetszete

tunk; a szabadtérben levő turbinák és generátorok szerelését és karbantartását végző bakdarut olyan kiképzésűvé alakítjuk ki, hogy a karbantartást szélről, hidegtől, esőtől védett, zárt térben lehessen elvégezni. Valószínű, hogy az első félszabadtéri erőmű tapasztalatai alapján további lényeges költségcsökkenéseket lehet majd elérni. Így is a főépület költségében elért megtakarítás óvatos számítás szerint 30 millió forint nagyságrendű, ami az egész erőmű beruházási költségére vonatkoztatva nem jelentős ugyan (kb. 2,5%), de ennél lényegesen többet mond az építési időben és kapacitásban, valamint a felvoulási létszámban elérhető megtakarítás. Utób-

bit — ugyancsak óvatosan — kb. 800 főre becsüljük.

Erőműépítő szakkörökben felvetődött az a gondolat, hogy nem jelent-e túl merész lépést a hazai éghajlati viszonyok mellett ilyen radikális korszerűsítésnek a megvalósítása. Azzal érvelnek, hogy a világon aránylag kevés ilyen félszabadtéri erőmű került megvalósításra és azok is a miénknél kedvezőbb éghajlati viszonyok mellett. A kérdés megvilágítására az erőművek félszabadtéri, vagy szabadtéri kivitele szempontjából jelentős földrajzi és klímátológiai adatokat eddig elvégzett adatgyűjtésünk alapján az alábbiakban közöljük. Egyelőre statisztikai feldolgozásra került 5 tervezési stádiumban levő szovjet, 267, 1953—56 között épített, tehát évek óta üzemelő összesen 22 000 MW teljesítőképességet képviselő egyesült államokbeli és 1 francia erőmű adata. Ezek valamennyien az előbbi definíciók értelmében félszabadtéri vagy szabadtéri erőműnek minősíthetők. A legfontosabb adatok:

az erőmű elhelyezkedése a szélességi fokon,

az ún. számítási alapul vett minimális külső hőmérséklet ($t_k \text{ min}$),

a 0°C alatti órák száma évenként,

az évi csapadékmennyiség.

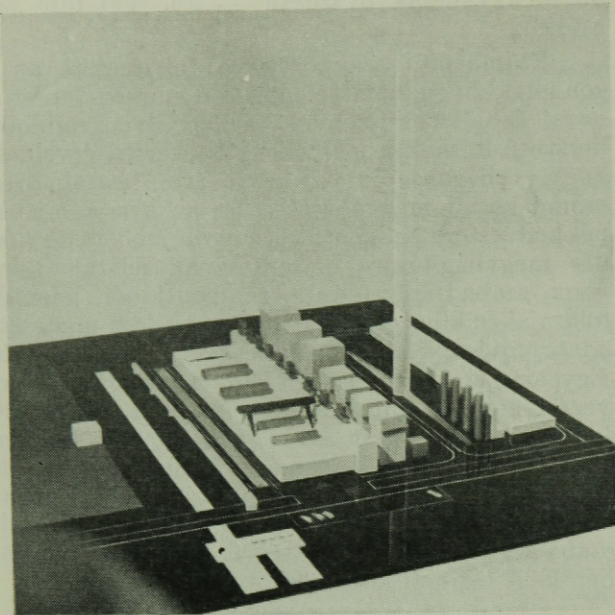
A szovjet erőművek adatait az alábbi táblázat tartalmazza.

Erőmű neve	Szélességi fok	$t_k \text{ min } ^\circ \text{C}$	Óra/év 0°C alatt
Ali Bayramli	40	— 7	240
Krasznodar	45	— 18	1400
Nyevinnomszk	45	— 19	2300
Alma Ata	47	— 22	2700
Sztalingrad	48	— 25	2900

Az évi csapadékmennyiségre itt nincs adatunk.

Az Egyesült Államokban 1953—56. között épített 267 erőmű földrajzi elhelyezkedését a 6. ábra mutatja be. Az ábrán berajzoltuk megközelítőleg a $\pm 0^\circ \text{C}$, -10°C , -20°C és a -30°C minimális külső hőmérsékletnek megfelelő izotermákat is. Amint az ábrából látható — jöllehet az erőművek legnagyobb része az USA déli részén fekszik — számos erőmű épült már 1956-ig is az északi vidékeken. Az újabb erőművek kivétel nélkül szabad- vagy félszabadtéri elrendezésűek. A 0°C alatti órák számát tekintve a megvizsgált erőműveknek 33%-a fekszik hidegebb, 23%-a melegebb helyen, mint Budapest, 44%-ra nincs adat. Az évi csapadékmennyiséget tekintve 47% esetében több, 16%-nál kevesebb a csapadék, mint Budapesten, 37%-ra nincs adat.

A Bordeaux mellett épült és 1958 óta üzemeltartó szabadtéri francia erőmű a 45. szélességi fokon fekszik. A számításba jövő külső hőmérséklet -8°C , az évi csapadék mennyiség 840 mm. Fentiekkel szemben a Budapest mellett épülő dunamenti erőmű a 47. szélességi fokon fekszik, a



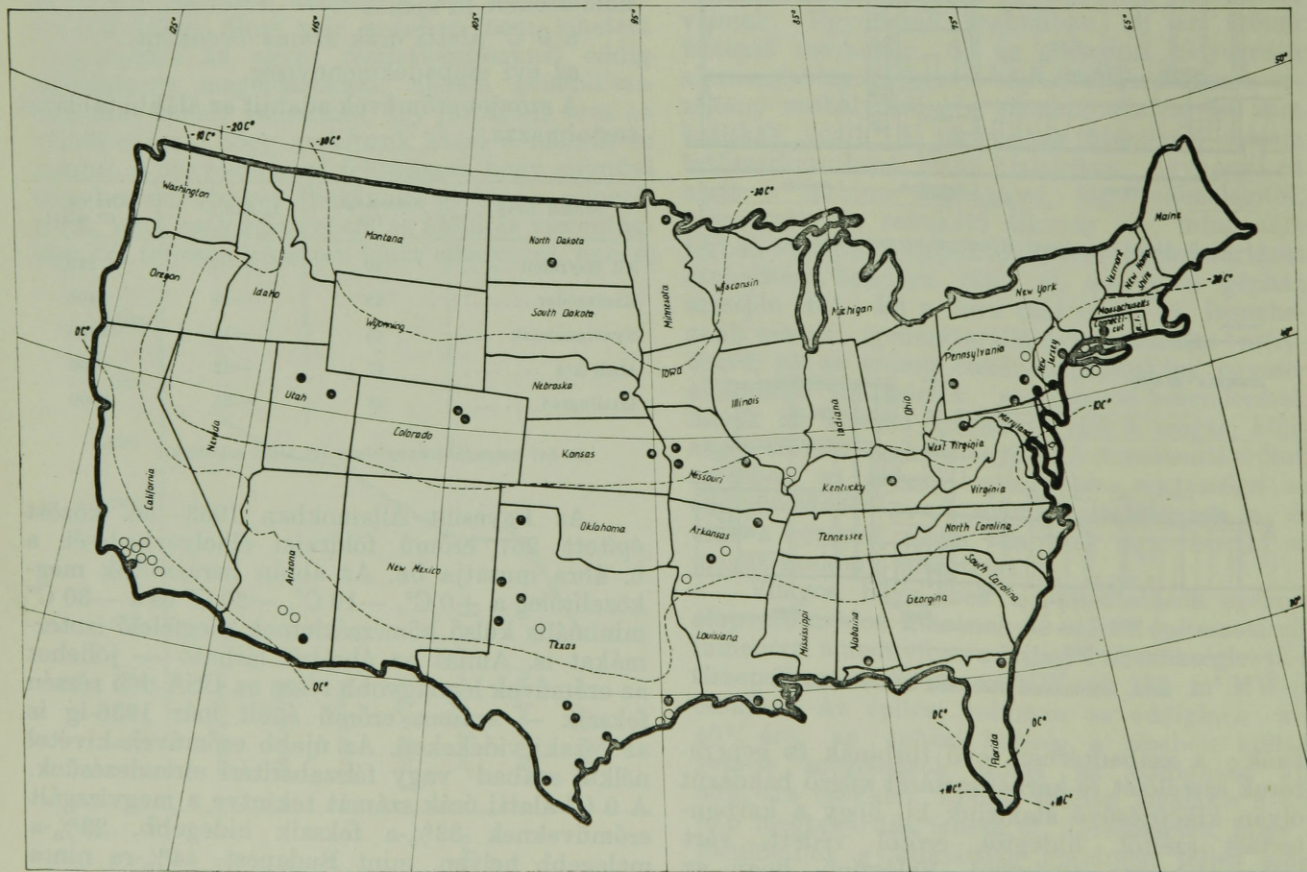
5. ábra. Dunamenti Hőerőmű makettje

számításba jövő külső hőmérséklet -14°C , a 0°C alatti órák száma évente kb. 1100, az évi csapadékmennyiség 617 mm.

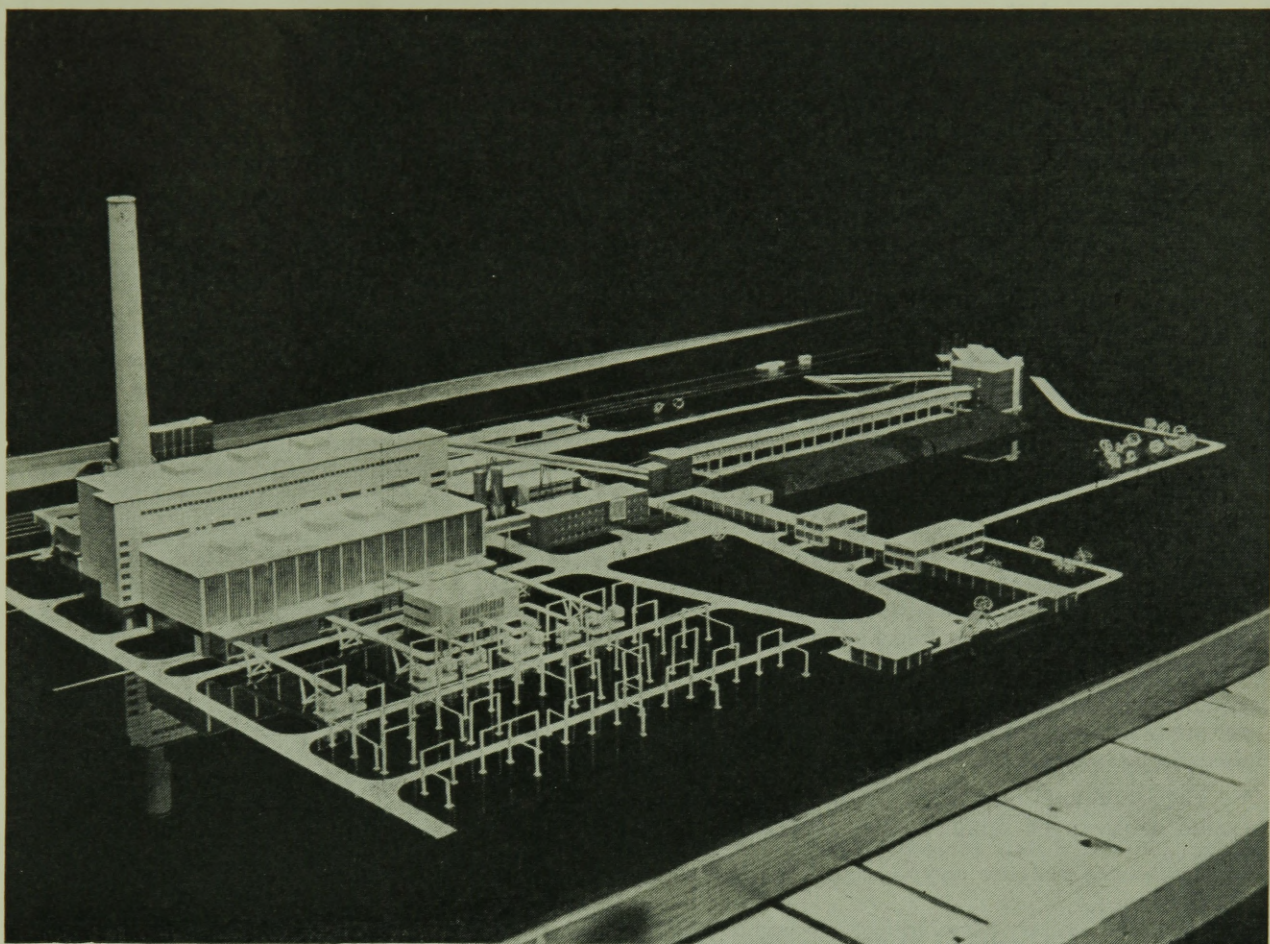
Fenti adatok egybevetéséből látszik, hogy az új, félszabadtérre tervezett dunamenti erőmű megoldására csak a környező államokban vagy Középeurópában nincs példa, egyébként ez nem lesz az első ilyen erőmű a világon, ami nyilván vakmerő kísérletnek volna nevezhető, hanem reális alapokon nyugvó, a műszaki fejlesztés irányába ható jól átgondolt és megfontolt elképzelés. Ha ennek megvalósításában az építők, a gépgyártók és az üzemeltetők teljes meggyőződéssel, segíteni akarással vesznek részt, akkor nyilvánvalóan eredményes lesz a hazai erőműépítés történetében jelentős törekvésünk.

IRODALOM

1. Power : 1954. márc. „Survey of 267 New Central Station Units.”
2. Musil : „Neuere Konstruktionsmerkmale von Dampfkraftwerken” (Elektrizitätswirtschaft 1958. nov. 5.).
3. „Nagy erőműveink tervezése” szemelvények, ERŐTERV. Budapest 1959.



6. ábra. 1953–56 között épült szabad- és félszabadtéri erőművek elhelyezkedése az Egyesült Államokban



Modell foto

Oroszlányi Erőmű, üzemi épület

PÉRY VILMOS

Az IPARTERV 1. sz. Irodájának tervezésében elkészültek az Oroszlányi Erőmű üzemi épületének tervei. Építésztervező: Bereczky László, statikustervező: Péry Vilmos, munkatársak: Domaniczky Dénes, Pomogács József, Ugray Miklós, Ivits Iván és Neumaier Mihály voltak. A következőkben ismertetjük a több szempontból is érdekes építkezés jellemző adatait.

Technológiai leírás

Az Oroszlányi Erőmű a tatai szénmedence peremén, Bokod község közelében épül, az oroszlányi bányák szenére, mint üzemanagra telepítve. A szükséges vizet az erőmű mellett elfolyó Általér patak vizének begyűjtésével mesterséges hűtő létesítésével biztosítják.

Az erőmű összteljesítménye 200 MW lesz, melyet 4 db 50 MW-os turbogenerátor szolgáltat. Az erőmű blokk-rendszerű, azaz minden gépegységhez csak egy darab, az illető géppel összekötött kazán tartozik. A kazánok porszén tüzelésű félszabadtéri kazánok, melyek óránként 230 t 100 atm. túlnyomású 500°-os gőzt termelnek. Ez a rendszer hazánkban első esetben, itt kerül alkalmazásra. A szén kötélpályán közvetlenül a

bányából érkezik és egy résbunker közbeiktatásával ferde szállítószalagon kerül az erőmű tápházi szénhombárjaiba. Innen rédlereken a szélmalomokba, majd az előmelegítőkön keresztül a tűztérbe jut.

A kazánok építése blokkszereléssel történik. A 20—40 tonna súlyú előszerelt blokkokat a tápház tetején közlekedő, az NDK-ból importált nagyteljesítményű szerelődaruval emelik be. A félszabadtéri kazánok alkalmazása az építési időt tetemesen lerövidíti, mivel a kazánszerelés a tápházi keretváz elkészülte után az építkezés egyéb fázisaival átfedésben az eddigieknél jóval korábban megkezdődhet. A technológiai terveket az Erőmű Tervező Vállalat készítette.

Építészeti adatok

Az üzemi épület négy főrészből áll:

- a) kapcsolóház,
- b) gépház,
- c) tápház,
- d) kazánház.

Az üzemi épület teljes beépített kubaturája: 310 000 légm³. Itt érvényesül az erőmű tervezés-

ben világviszonylatban is uralkodó törekvés, hogy a termelt energiára vetített beépített térfogat minimális legyen. Ennél az erőműnél hazai viszonylatban ugrásszerű fejlődés tapasztalható, mert az eddigi ilyen szempontból legkedvezőbb Tiszapalkonyai Erőműnél MW-onként 2500 légm³ a beépítési arány, az Oroszlányi Erőműnél ez a szám mindössze 1550 légm³/MW. A csökkenés mértéke 61,3%. Ez az eredmény a tömörebb technológiai beépítés és a félszabadtéri kazánok alkalmazásának következménye.

Szerkezeti ismertetés

I. Alapozás

Az alapozási viszonyok igen kedvezőek voltak. Az alapozási sík a tápház és a kazánház alatt —6,00 m, a gépházban —5,00 m-re adódott. A talajminőség —2,00 m-től kezdve igen tömött palás agyag $\sigma_a = 4,00 \text{ kg/cm}^2$ alapfeszültségi értékkel. Az alapozás mindenütt szoliter alapokkal történt. Talajvíz gyakorlatilag nem jelentkezett. Az 50 000 m³-es földmunka zömét gépi úton végezték el.

II. Felmenő szerkezetek

a) Kapcsolóház

Téglafalakkal, monolit vasbeton födémekkel készülő szokványos épület teljes hosszában alapincézve.

b) Gépház

36,40 m fesztávolságú 25,33 m magas daruzott csarnoképület 8 m-enként elhelyezett főállásokkal. A turbinák az épület keresztirányában helyezkednek el és közöttük a gépház részlegesen alá van pincézve. A kapcsolóház felé eső „A” soron

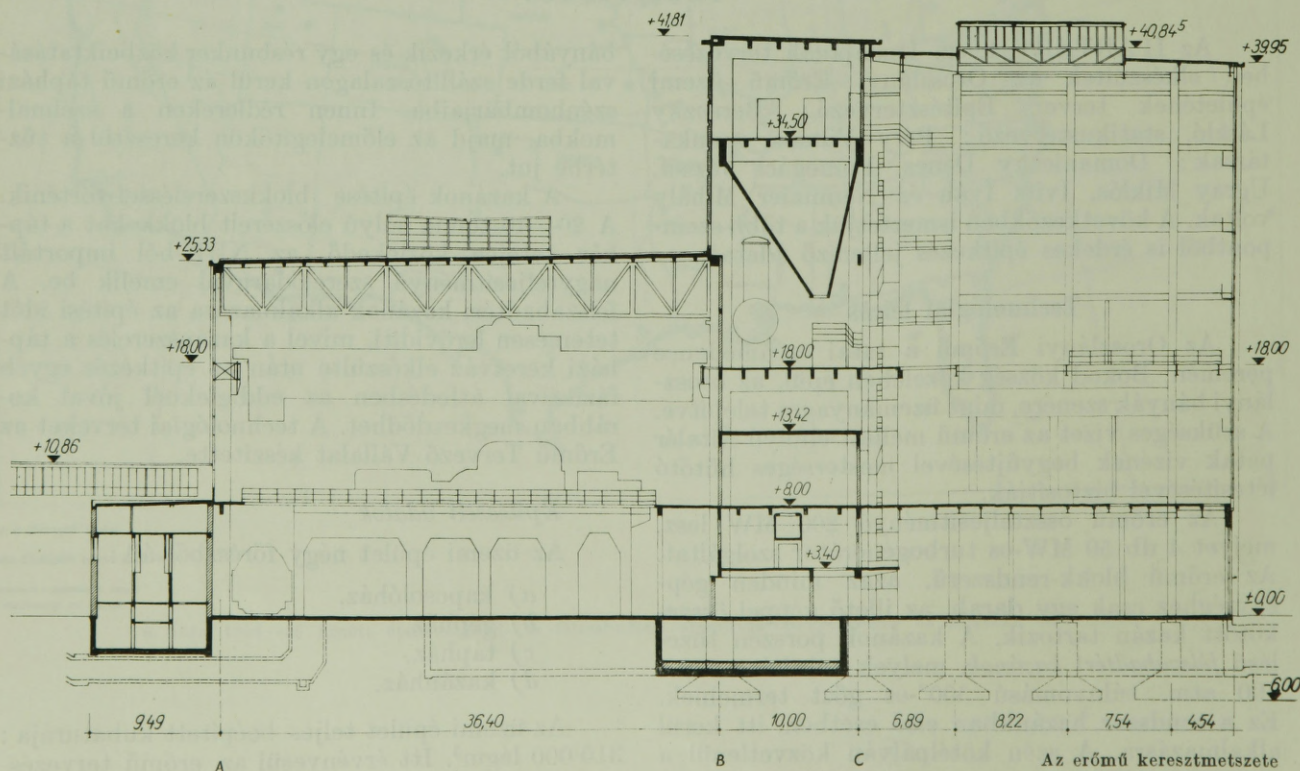
hegesztett rácsos acélszerkezetű pillérek támasztják alá +8,00 m szintű födémét, a darupályát és a tetőszerkezetet. A +8,00 m szintig bebetonozott pillérek alul az alapokba befogottak, a tető síkjában pedig csuklós megtámasztásúak.

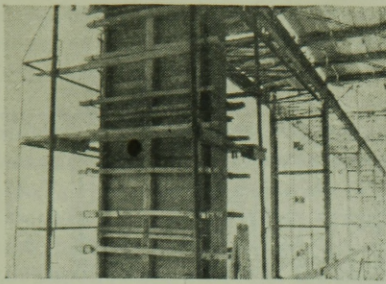
A +8,00 m-es szinten a teljes alapterület csak kis részén, gyakorlatilag a gépház kerülete mentén podest-szerű alulbordás monolit vasbeton födém készül.

A csarnokban egy darab 100 tonnás szerelő-daru működik a +18,00 m-es szinten.

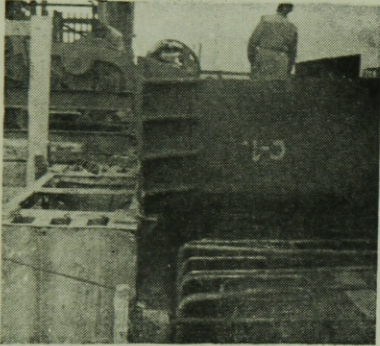
A tetőszerkezet főtartói 35,50 m fesztávolságú kombinált vas-, vasbeton szerkezetű rácsos öszvértartók, melyek egyik oldalon az „A”-sori pilléreken, másik végükkel a „B”-sori kereteken támaszkodnak, mindkét helyen fix csuklóval. Az „A”-sori pillérek megtámasztásának reakcióit az alsó öv a fix csuklókon keresztül a „B”-sori keretekre továbbítja. A tartók alsó övei és rácsrúdjai hegesztett vasszerkezetből készülnek, teljes hosszukban a földön összeépítve. A felső öv B 280-as minőségű vasbetonból készül, ugyancsak a földön a kész vasszerkezetre rábetonozva. Ezzel a módszerrel lehetett biztosítani, hogy a teljes terhelésre — beleértve a tartó önsúlyát is — már az öszvértartó működjön. Az így elért megtakarítás 54,5 tonna hengerelt acél, ill. 472.000 Ft. A tartók beemelése — emelési súly 17 tonna — a tápház tetején működő szerelődaruval történik. Ezzel a nehézkes térbeli szerelés teljesen elmarad.

A tetőhéjalást 8,00 m fesztávolságú helyszínen előregyártott vasbeton nagyelemek alkotják. Ezek elhelyezés után a főtartók felső övével és egymással össze lesznek betonozva, az így előálló merev tárcsa szükségtelenné teszi a szélrácsok alkalmazását. A tetőszerkezetben két helyen kb. 40 méterenként keresztirányú tágulási hézag van. Az öt darab szellőző és bevilágító laterna acél-

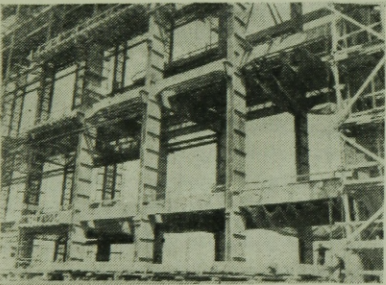




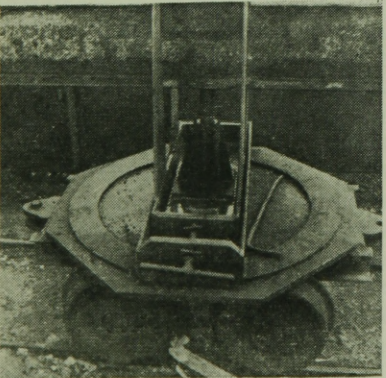
A keretoszlop zsaluzása



A kerettalp és alap csatlakozása emelés előtt



A tápházi keretszakasz részlete részben betonozva



A keretszállító kocsi, a csavarorsós emelővel

szerkezetű, kőszivacsfalló lefedéssel. A csarnok hosszirányú merevítését az „A”-soron a két végmezőben elhelyezett szélrácsok és a „B”-sori keretszerkezet képezi.

Az acélszerkezet alkalmazása igen gyors kivitt teszt lehetővé, kis gyártási és szerelési helyszükséglete lehetővé teszi a turbina alapoknak a szerkezettel egyidőben való elkészítését, így gyakorlatilag az épületváz felépítése után a turbinaszerelés is azonnal megindulhat.

c) Tápház

Az üzemi épület legnagyobb terhelésű szakasza, mely adott-ságainál fogva gerincét képezi a statikai rendszernek. Ebben a részben kerül elhelyezésre 4 db egyenként 1,000 tonna szén befogadására alkalmas szénbunker, a 4 db 250 tonnás táptartály és itt helyezkedik el a házi üzemi kapcsolóház is. A tápházban a végigfutó pincét is beleértve 8 szint található. Az egyes keretpillérek maximális terhelései a „B”-soron 1000 tonna, a „C” soron 850 tonna. Mértékadó nyomatók 100—320 tm.

A tápház statikai vázát 8,00 méterenként elhelyezett két-lábú emeletes keretszerkezet alkotja. A keretek feszávolsága 10,00 méter, magassága 41,80 m. A hét közbenső födém közül csak négyenél (+8,00 m, +18,00 m, +34,50 m, +41,80 m szinteken) van a kereteknek átkötő keretgerendája. A többi szint hosszirányú kiváltóval csatlakozik a keretoszlopokhoz és nem vesz részt a keret erőjátékában. A tápházi keretrendszer veszi fel a gépházi főtartó vízszintes reakcióit és hosszirányú merevítést is képez. A keretnyomatók számítását nyomatókiosztási módszerrel végeztük, minden terhelési esetre külön-külön. A mértékadó nyomatók összeállítása táblázatosan történt.

A tápház megépítésével kapcsolatban igen sokoldalú igényt és szempontot kellett kielégíteni. Olyan szerkezetet kellett keresni, amely

1. lehetővé teszi, hogy az épület váza teljes magasságban állványozás nélkül a lehető legrövidebb időn belül megépíthető legyen;

2. alkalmas legyen gazdaságos körülmények között hordani a tetejére kerülő kazánszerelő daru terheit, mégpedig az építkezés korai szakaszában a kazánszerelés megkezdésének előrehozatala érdekében;

3. biztosítsa a közbenső födémek egymástól független, gyors és fatakarékos utólagos beépítését, akkor amikor ezzel párhuzamosan már kazánszerelés folyik;

4. a körülményekhez alkalmazkodva anyag- és költségtakarékos megoldás legyen.

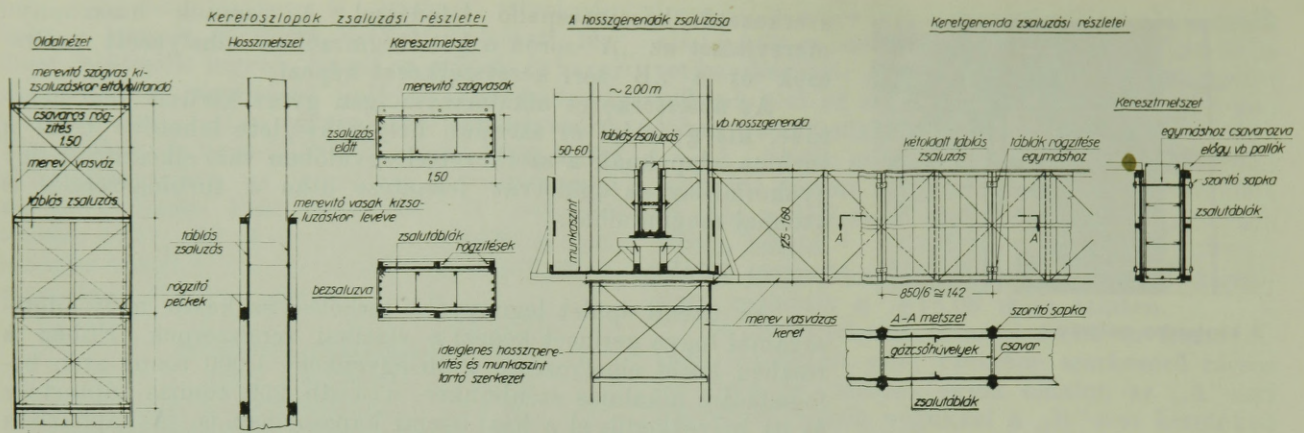
Mindezen szempontok figyelembevételével, beható előzetes vizsgálatok és alternatívák kidolgozása után a tápház szerkezeteit merev vasváz vasbetonból terveztük, a következő leírás szerint:

Önhordó vázzal készültek a keretek teljes magasságig és a négy keretgerenda szintjében elhelyezett úgynevezett főszintek hosszirányú fióktartói. A merev vasvázat a következő terhelésekre méreteztük:

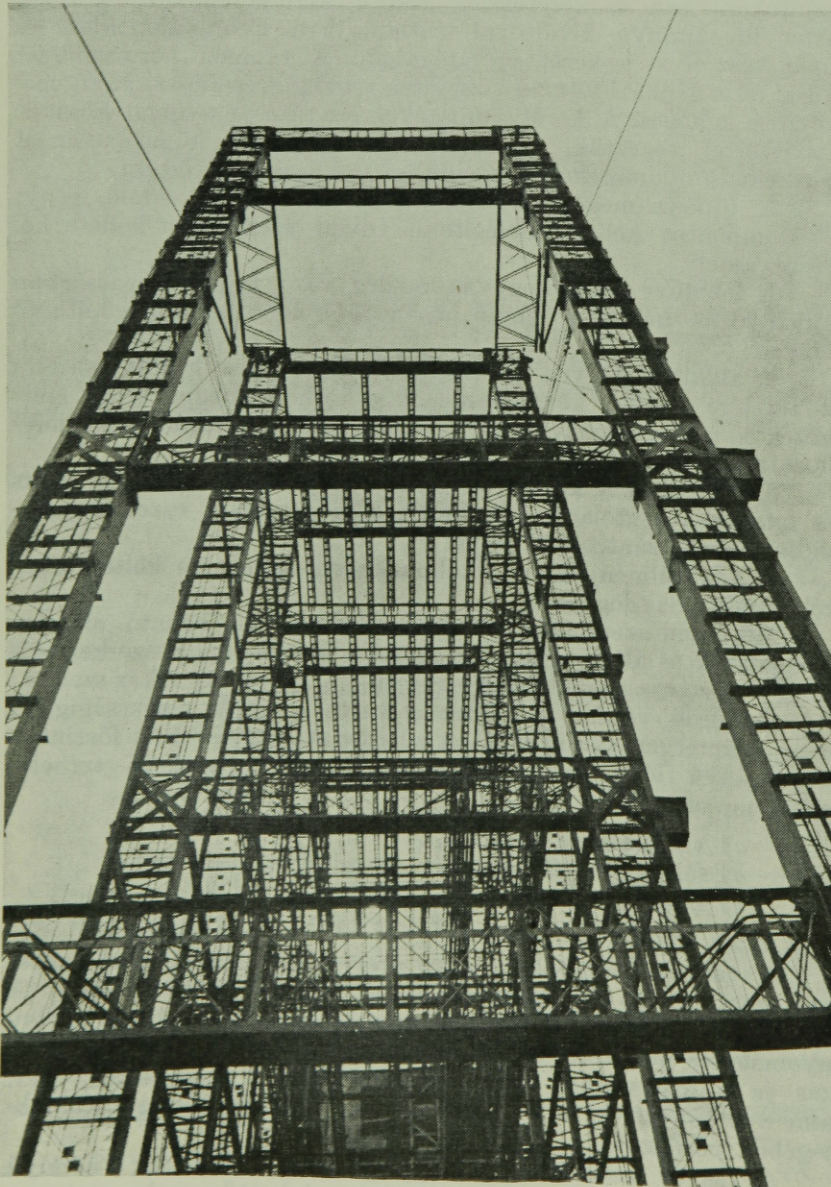
- a) vasszerkezet önsúlya,
- b) felfüggesztett zsaluzat és munkaszintek terhei,
- c) friss beton súlya,
- d) szélterhelés.

A vasváz bebetonozás után szerves részévé válik a vasbeton szerkezetnek és résztvesz annak erőtan működésében. A pillérekben, mint nyomottvas, a gerendákban, mint húzott- illetve nyomottvas dolgozik. Elvesztett anyagként tehát csak a rácsoszás és a merevítések tekinthetők, valamint az a különbözet, ami a betonvas és a hengerelt anyag határfeszültségei különbözőségéből származik.

A vasváz kialakításánál nagy gondot fordítottunk a könnyű kivitel és a gazdaságosság szempontjaira. A kettős szerkezetet egy-



A merev vasvázak keretek beruházási részletei



A tápházi merev vasváz szerkezete

séges egészként kezeltük és a vasszerkezeti szerelés, valamint a betonozás kiviteli lehetőségeit gondosan mérlegeltük.

A keretoszlopok 50/150 cm méretűek, két lemezből hegesztett U alakú övvel és ezeket összekötő kétsíkú pótlós rácsozattal. Az oszlop belső — bebetonozásra — kerülő keresztmetszetébe a bekötő karmokat kivéve, semmiféle vasszerkezet nem nyúlik be, ez tehát ugyanolyan betonozási körülményeket biztosít, mint szokványos monolit szerkezet esetében. Az öveket összekötő rácsozat vízszintes nyomott rúdjai szárukkal kifelé fordított szögvasakból állnak, csavarozott kapcsolattal az övekhez. Ezeket a rudakat a szerkezet bebetonozása után a kizsaluzással egyidőben lecsavarozzák és az épület más helyén kábeltartó polcoknak, nyílászegélyezéseknek stb. felhasználják. Ily módon 22 tonna hengerelt áru vált megtakaríthatóvá. A húzott rácsrudak gömbvasból készülnek, hegesztett kapcsolattal. Az oszlopoknak csak két oldallapját kell zsaluzni, a zsaluzat egyforma — a vízszintes szögvas rácsozat adta osztásba beleillő 1,40·1,50 m méretű előregyártott táblákból áll, melyeket egyszerű eszközökkel a szögvas rácsozathoz erősítenek.

A keretgerendák felső öve két szögvasból, alsó öve lemezből hegesztett U alakú szelvényből áll, az oszlopokéhoz hasonló rácsozattal. Zsaluzni csak az oldalfelületeket kell, melyekhez szintén előregyártott táblákat alkalmaztunk. A betonozás felülről a födém szintjéről történik. A keretgerendák és oszlopok találkozásánál az oszlopok belső vasszerkezetű öve megszakad, úgyhogy a csomópontban oszlop és gerenda között teljes értékű monolit kapcsolat jön létre.

A fióktartók keresztmetszete a keretgerendákéhoz hasonló, megfelelően csökkentett szelvényekkel. A födémlemezek a sok technológiai áttörés miatt nagyobb részt monolit vasbetonból készülnek, a merev vasvázra felfüggesztett zsaluzattal. Az áttörés nélküli födémszakaszok előregyártott vasbeton pallókkal vannak lefedve.

A vasvázakba a szükséges betonvasszerelés beemelése előtt a földön került behelyezésre, mégpedig előregyártott, ponthegeztéssel kötött teljesen kész állapotban.

Külön érdekessége volt az építkezésnek a keretek beemelése, amely a következő módon történt:

A vasúti szállításra alkalmas darabokban a helyszínre érkezett keret alkatrészeket a tápház tengelyének meghosszabbításába telepített előszelrelő téren állították össze. A helyszíni kapcsolatok a könnyű kivitel érdekében csavarozással készültek. A 41,80 m hosszú, 11,50 m széles, a gömbvas szereléssel együtt 25 tonna súlyú fekvő kereteket az összeszerelés után csille alvázkocsik és csörlők segítségével a felállítás helyére húzták, úgyhogy a keretoszlopok alsó vége a megfelelő alapokhoz került. A fekvő kereteket itt a kocsikon elhelyezett vízszintes és függőleges csavarorsós emelők segítségével pontosan tengelybe és szintbe állították, majd a kerettalpakokat az alából felálló rögzítő és csukló le-

mezhez hegesztették. Ezután került sor a keretek felállítására.

Az első keret állításához szükséges volt a tápház rizalit-szerűen előreugró 8×12 m-es részének — melyben a lépcsőház és üzemi öltözők lesznek elhelyezve — előzetes megépítése. Ez a torony-szerű monolit vasbeton építmény szolgált az első keretnél emelőbikaként.

Az emelés, illetve állítás két darab öttonnás elektromos csörlővel történt, melyek a torony-épület lábánál voltak telepítve. Az emelő-kötél a csörlőkről a torony 34 m-es szintjére, majd onnan terelő és emelőcsigákon keresztül az emelendő kerethez vezetett. A keretoszlopokat az alapnál levő forgásponttól számítva 27,50 m-re fogtuk meg a kb. 45°-os ferde emelő-kötéllal. Az így előálló 14,5 m-es kinyúlású konzolos tartó nyomatékaira és az emelőkötéllől reakciójára kellett a szerkezetet ellenőrizni. A megfogási pont helyzetét a kéttámaszú rész nyomaték-bírása határozta meg és az így kiadódó konzolnyomaték felvételére, amely jelentősen felülmúlta a szelvény teherbíró képességét, ideiglenes feszítőművet alkalmaztunk. A feszítőművet közvetlenül az emelés után a felállított keretről leszerelték.

A keret emelés alatti alakváltozásai az igen karcsú szerkezet ellenére — $h/l = 1/55$ — sem voltak túlzottak, például a kéttámaszú részen mért legnagyobb behajlás 12,50 cm volt, mely a feszítáv 1/220-ada. A mért alakváltozások összhangban voltak a számítottakkal.

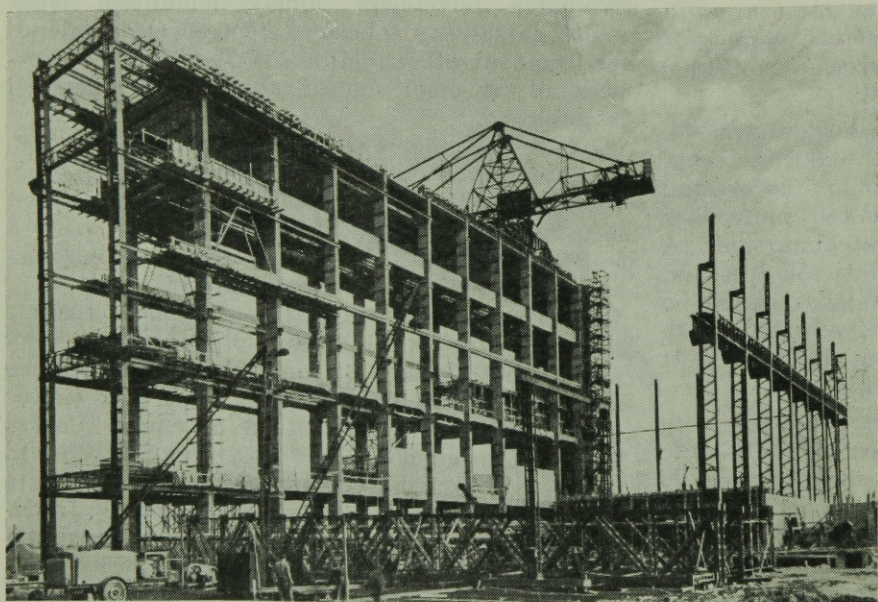
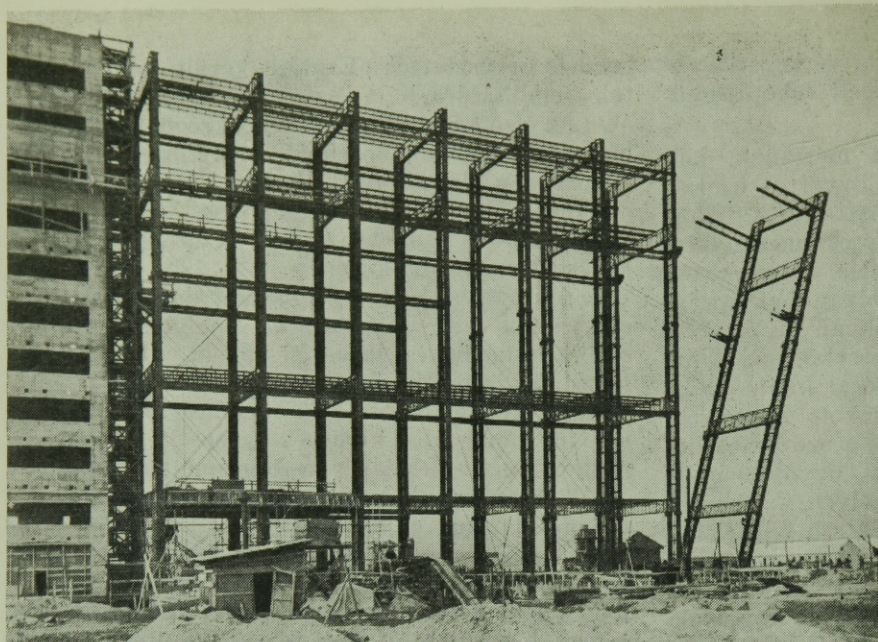
A keret az állítás alatt az alaphoz erősített alsó talppontja körül fordult el oly módon, hogy az alából felálló 6 mm vastag vaslemez fokozatosan meghajlította. A lemez így kettős szerepet töltött be: rögzítette az emelés alatt a keretlábát (fellépő max. vízszintes reakció 15 tonna) és plasztikus alakváltozásával lehetővé tette a keret elfordulását. Fentemlített lemezek az eddig felemelt 11 db keretnél teljes megbízhatósággal tökéletesen látták el feladatukat.

Az állítás alkalmával a keretekre a legfelső szintű két hosszirányú összekötőrúd is rá volt szerelve, úgyhogy a keret függőlegesbe állásával egyidejűleg az rögtön rögzíthető volt a már álló szerkezethez. Az emelés tiszta időszüksége — a csörlők működési ideje — 25 perc volt és a teljes művelet átlag 1—1,5 óra alatt bonyolódott le.

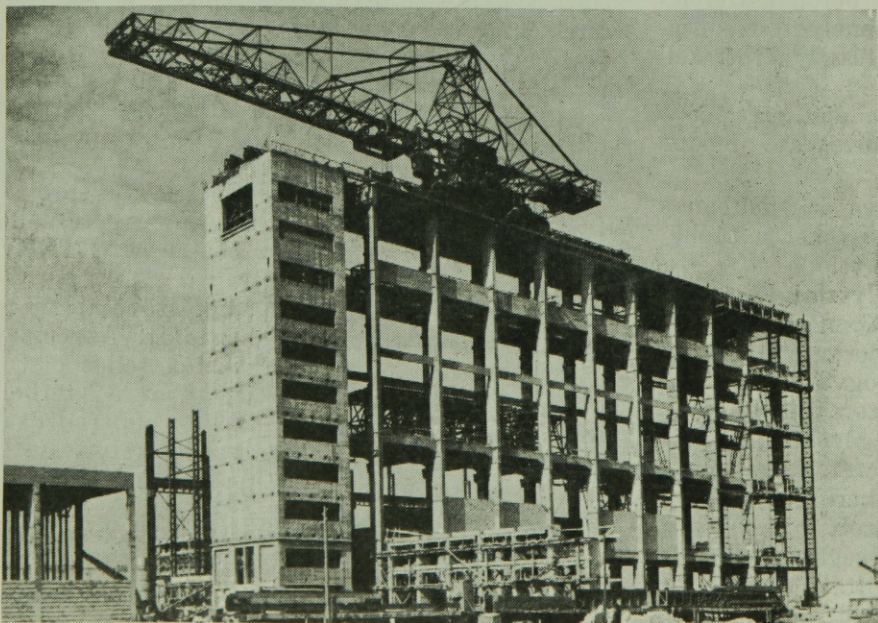
Ezt az újszerű és méreteinél fogva európai viszonylatban tudomásunk szerint egyedülálló emelési műveletet teljes egészében az IPARTERV organizálta.

A keretemelésnél sikerült kiküszöbölni a nehéz emelőszerkezetek felvonultatását. Az összes gömbvas szerelés, a vasszerkezetek teljes összeállítása a földön történhetett, tehát a térbeli és magassági munka is jórészt elmaradt. A zökkenőmentes és gördülékeny kivitel a győri Wilhelm Pick Vagon- és Gépgyár kitűnő helyszíni szerelőgárdájának érdeme.

A keretek állítását fokozatosan követték a keretváz betonozási munkálatai. A tápházra kerülő daru a kazánok szerelését 1960 őszén kezdte



A tápház építés közben, a gépház felől



A tápház építés közben a kazánház felől.
A tetőn szerelődaru működik

meg. Hogy erre az időre a tápház teherviselő váz szerkezete rendelkezésre álljon, a munkálato-
kat megfelelően ütemezni kellett, mégpedig oly
módon, hogy első fázisként egyelőre csak a
keretek, a hosszirányú kötőgerendák és a teljes
tetőfödém került bebetonozásra. Az így kialakult
vázra szerelték fel a darut. A továbbiakban má-
sodik ütemként a tetőfödém védelme alatt ke-
rül sorra — már a kazánszereléssel átfedésben —
a tápház közbelső födémeinek, a bunkereknek
és általában a teljes belső építési munkának
kivitelezése.

A keretek betonozása a faállványzat teljes
kiküszöbölésével történt a vasszerkezetre füg-
gesztett gördíthető — guri-guri rendszerű — cső-
állvány segítségével. A keretek zsaluzása mint
ezt már korábban említettük, előre megterve-
zett és előregyártott táblás zsaluzással történt,
melyet a vasvázra függesztettek fel. A 14 keret
betonozásához két keret teljes zsaluzásának meg-
felelő mennyiségű táblát irányoztunk elő. A szer-
kezetek kizsaluzása az önhordóváz jelenléte miatt
a kötés megtörténte után azonnal, tehát gyakor-
latilag már másnap megtörténhetett. A betonozást
a téli hónapokban kezdték meg, ekkor a fagy
elleni védekezés elektromos érleléssel történt.

A teljesség kedvéért röviden ki kell térni a
már többször említett szerelődarura, melynek
nagyságánál és főleg a szerkezet magasságánál
fogva szokatlan terheléseit a keretvázon ellen-
őrizni kellett.

A daru 36,00 m karkinyúlású ellensúlyos, for-
gógémes futódaru 720 tm-es emelőképességgel,
vagyis 36,00 m-es kinyúlásnál is 20 tonnát,
max. pedig 50 tonnát képes emelni és emelés
alatt a teherrel minden irányú mozgást végre-
hajtani. A 16 keréken futó daru önsúlya
216 t. A max. keréknyomás 26 tonna, vízszintes
erőhatása mindkét irányban sínként 16 tonna.
A daru a tetőfödém elhelyezett és később le-
szerelésre kerülő 8 m fesztávolságú hegesztett vas-
szerkezeti darupályán közlekedik. Mivel a daru
működése alatt a tápház jelentős hasznos ter-
helései (szénbunker, táptartály), még nem lépnek
fel, a daru és hatása csak egyes keretgerenda sza-
kaszokban és a legfelső oszlop szakaszban volt a
vízszintes és függőleges terhelések következtében
mértékadó. A daru a kazánok szerelése közben a
tápház teljes hosszában fokozatosan végigvonul,
majd munkájának befejezése után az épület fel-
szereléssel ellentétes végén lebontásra kerül.

d) Kazánház

A kazánház teljesen független az épület többi
részétől és attól hosszirányban futó tágulási hé-
zag választja el. Itt két jelentős szerkezeti fejlő-
désről kell beszámolni.

Az egyik a már említett félszabadtéri kazá-
nok alkalmazása, mely lényegében annyit jelent,
hogy a kazánok felső lefedése és azok hátfala a
szabadban áll, tehát a kazánház beépített kuba-
túrája és ezzel kiviteli költsége lényegesen csök-
kent.

A másik újítás a kazánok tartószerkezeteinek
épületszerkezetek hordására való bekapcsolása.

Ezzel bizonyos felmenő épületszerkezetek váltak
feleslegessé, a kazánokra jutó saját terhelésükhöz
képest elenyésző terheléstöbblet árán. Esetünk-
ben a kazánok hordják a tetőfödémét és a +18
m-es rúdler szintet, melyek acélszerkezetű meg-
oldással készülnek. A kazánház hosszoldalára
jutó szélérőket szintén a kazánok veszik fel.
A +8,00 m-es tüzelőtéri szint a kazánoktól füg-
getlen vasgerendavázra rábetonozott vasbeton-
lemez szerkezetű.

Az épületszerkezetnek a kazánokkal való
kapcsolata sok új megoldandó kérdést hozott
magával, melyek a kazánok tetemes, több cm
nagyságrendű, hőhatásából keletkező mozgásai-
ból származtak.

III. Térlehatároló szerkezetek

Az épület alsó 8,00 m-es szakasza téglafallal
és klinker burkolattal készül. Efelett a gépházi
hosszoldalon teljes magasságig üvegfelületet ter-
veztünk. A kazánház felőli hosszoldalon a négy
kazán vaslemezzel burkolt hátfala látszik, közöt-
tük a kazánház szintén üvegfallal van lezárva.
Az összes többi külső felület előregyártott vas-
beton hőszigetelő és homlokzatképző panelekkel
lesz burkolva. A panelek üregesek, a perlit hő-
szigetelés a panelek belső részében helyezkedik el.
A homlokzati felületeken 1,75·2,00 m-es hálóban
20 cm széles, 3 cm mély visszaugrásokkal ha-
tárolt raszter van kialakítva. A kiemelt felü-
letek fehér mészkőzúzalék burkolatot kapnak,
mely a panelek előregyártásával egyidőben készül.
A fekvő téglalap alakú 1,75×4,00, ill. 1,75×
×6,00 m-es panelek mindenütt vasszerkezethez
kapcsolódnak, hegesztett kötéssel.

IV. Gazdasági mutatók

A közölt anyagfelhasználási mutatók és ki-
viteli költségek a teljes üzemi épülethez szük-
séges, alapozási, gépalapozási, szerkezeti és tér-
lehatároló szerkezetekhez szükséges beton, beton-
acél és idomacél szükségletet, valamint az építési
és szakipari munka kiviteli költségeit tartalmazzák.

A viszonyított számoknál kimutattuk a
légm³-re vonatkoztatott mennyiségeket, de he-
lyesebbnek tartjuk a gazdasági összehasonlítás-
nál a termelt energiamennyiségre vetített anyag-
és költségkimutatást, ezért ezt is közöljük.

A kivitel során beépítésre kerül összesen
19.471 m³ vasbeton és beton, 1.604 tonna beton-
acél és 1.165 tonna hengerelt idomacél.

A jellemző gazdasági mutatók a következők:

beépített légm ³	310 000
teljesítmény	200 MW
légm ³ /MW	1550
építési költség	100 millió forint
Forint/légm ³	323
Forint/KW	500

Anyagszükséglet:

légm ³ -enkint	MW-kint
Beton: 62,71 liter	97,35 m ³
Betonacél: 5,17 kg	8,02 tonna
Idomacél: 3,75 kg	5,83 tonna

Elektromos Hőerőmű

(T H A N H - H O A Vietnami Demokratikus Köztársaság)

E M Ő D Y A T T I L A

Építésztervező: Doan Van Kinh, Emődy Attila (IPARTERV)
Statikustervező: Nguyen Dang Son, Pálya Antal (IPARTERV)
Technológiai tervező: Le Huy Yem, Hibbey Levante (HŐTERV)
Luong Van Tich, Kádár Ábá (HŐTERV)

A magyar—vietnami gazdasági és műszaki egyezmény értelmében a magyar külkereskedelmi szervek — KOMPLEX — 1959—1960. év során teljes elektromos hőerőművet szállított, illetve szállít a Vietnami Demokratikus Köztársaság számára. Az üzemi, technológiai berendezések szállítása mellett az erőmű technológiai, üzemi és járulékos épületeinek tervezését is a magyar fél vállalta kooperációs megoldásban. A vietnami féllel tervezett együttműködés lényege az oktató jelleg volt. Ezek szerint a vietnami Iparügyi Minisztérium Tervező Irodája magyar szakértő mérnökök helyszíni segítségével tervezte meg az erőművet. A tervezési munka során közösen alakították ki a tropikus környezetben készülő erőmű technológiai és épület terveit, továbbá a munkával párhuzamosan általános ipari épülettervezési káderképzést is folytattak.

A két fél közötti szerződés értelmében 1959. év tavaszán a HŐTERV bevonásával Hanoi-ban elkészült az előterv és a helykijelölés. Ezt követte a technológiai tervek kidolgozása, az év nyarán Budapesten a vietnami fél két tervező mérnökének helyszíni közreműködésével. A munka ebbe a fázisába kapcsolódott be az IPARTERV, amikor elkészült a tervfeladati dokumentáció. 1959 őszén a HŐTERV és az IPARTERV tervezői Hanoi-ba utaztak a műszaki-kiviteli tervek elkészítésére.

A tervezett erőmű helye: Vietnam fővárosától Hanoi-tól délre 150—160 km-re Thanh-hoa város (kerületi székhely) mellett a Bó folyó és a Thanh Hoa—Vinh vasútvonal szögletében fekszik. A terület enyhelejtésű hegyláb nyugati irányban hegyekkel lezárva, kelet felé a Csendes-Óceán Tonkini-öble felé megnyitva. A terület közvetlen szomszédságában egy régi foszfát, valamint egy új rizshántoló üzem van.

A vietnami építőipar habár az 1954. év utáni időkből nagy fejlődésnek indult — jelenleg még zömében kézíerővel dolgozik — szállító, építő és emelőgépekkel és berendezésekkel kis mértékben rendelkezik. Így az épületek és objektumok zöme monolit vb. és téglá szerkezetű, helyenkint kis-súlyú előregyártott elemek alkalmazásával. Építési anyagok tekintetében a helyszínen található: épületfa, égetett agyagáru, cement és cementáru; idomvas és betonacél, csövek, üveg és szigetelő anyagok tekintetében azonban teljes behozatalra szorul.

A tervezési munka megkezdése előtt tanulmányoztuk a számunkra teljesen új és szokatlan helyi adottságokat, klímaviszonyokat és építési lehetőségeket. Megtekintettünk régi francia ipari és egyéb épületeket — köztük erőművet is —, továbbá az ország függetlenné válása óta szovjet,

kínai, lengyel segítséggel épített erőműveket és ipari létesítményeket, hogy az azóta kialakult tapasztalatok és helyi vélemények alapján körvonalazni tudjuk az előttünk álló feladat problémáit.

Az így kialakított főbb tervezési szempontok a következők voltak:

1. A trópusi klímának és helyi adottságoknak megfelelő korszerű ipari és segédüzemi épületek, valamint melléképületek kialakítása. (Helyi normák kidolgozása.)

2. Helyi adottságoknak megfelelő gyorsan és gazdaságosan kivitelezhető szerkezetek tervezése. (Import anyagok csökkentése.)

3. A tervezés és kivitelezés szempontjából más-hol is felhasználható típus szerkezetek, épületrészek és épületek kialakítása (ipari csarnok, iroda, öltöző, raktár és műhely épületek).

4. A vietnami tervezés és kivitelezés műszaki fejlesztési irányvonalának megfelelő szerkezetek és kivitelezési módszerek alkalmazása. (Részleges előregyártás.)

Az erőmű technológiai jellemzői, illetve a főbb berendezési tárgyai: 2 db 15 t rostélytüzelésű kazán, melyeknek óránkénti gőztermelése 30 t; valamint 2 db 1,5 MW-os kondenzációs turbógenerátor 3 MW villamosenergia teljesítménnyel.

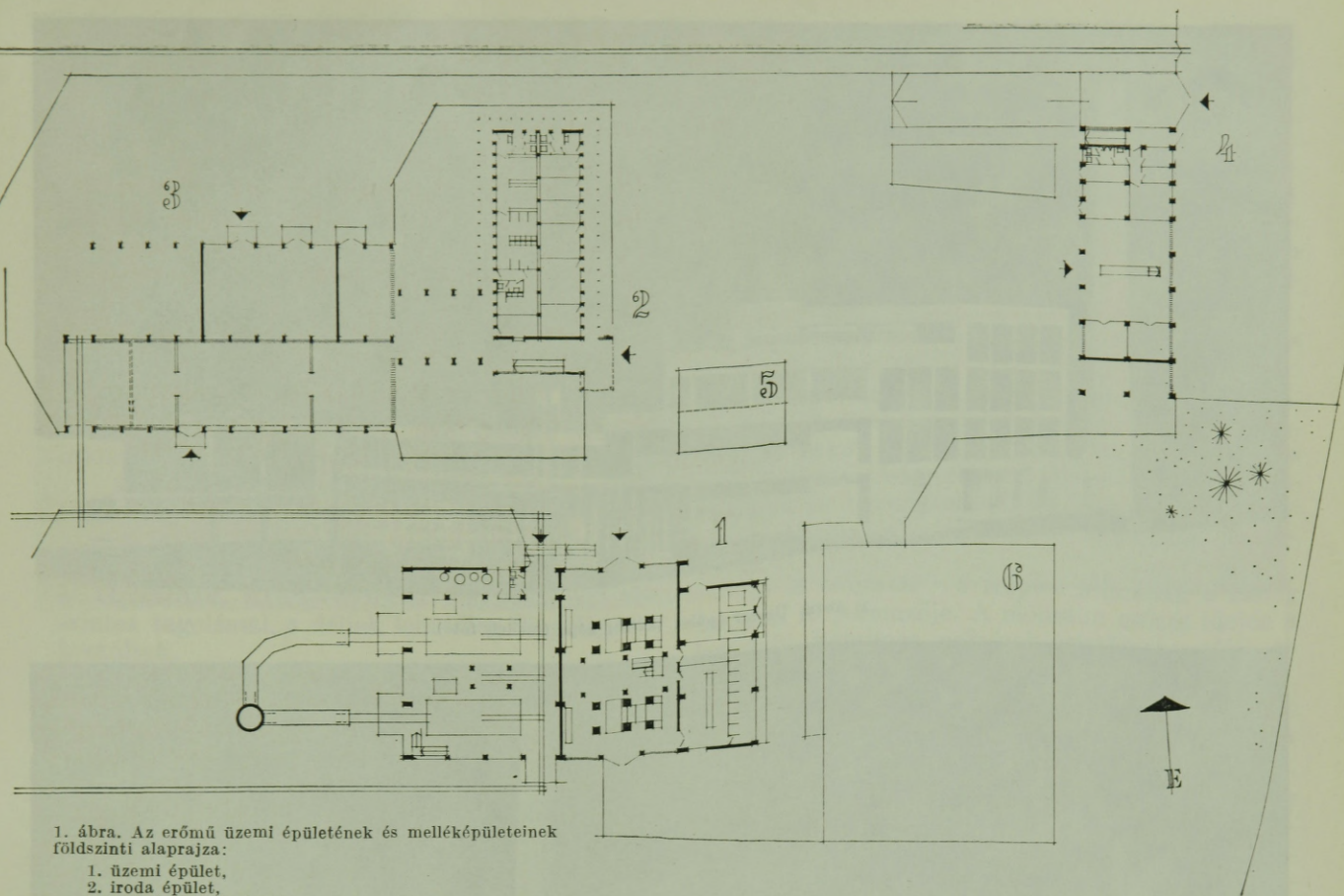
Az erőmű technológiai és magasépítészeti tervezésénél figyelembe kellett venni:

- a) a gépegységenkénti bővítés lehetőségét;
- b) a megoldások típusként való kezelhetőségét.

A fenti szempontokat funkció összevonással és tömörítéssel elégitettük ki, melyek az épületegységek kialakításánál jelentkeztek döntően. Ezek szerint az erőmű a következő épületekből és műszaki létesítményekből áll:

- a) üzemi épület- kazánház, gépház, kapcsolóház,
- b) iroda és szociális épület,
- c) műhely-raktár épület,
- d) bejárat épület a kapukkal,
- e) szabadtéri alállomás,
- f) széntér,
- g) területen kívüli létesítmények (szivattyúállomás és szénrakodó).

Az üzemi épület felmenő vízszintes és függőleges szerkezetei, a közbenső födécek és az alapok monolitikus vasbeton szerkezetűek. Kivételt képez a kazánházi és gépházi tetőfödém, mely előregyártott vasbeton tábla. A homlokzati térelhatároló szerkezetek a kazánházi és gépházi homlokzaton monolit vb. lamella, a véghomlokzatokon előregyártott üreges betonelem. A kapcsolóház oldalfala nyers felületű téglá. A klimatikus viszonyoknak fokozott mértékben eleget téve, a homlokzatokat maximálisan megnyitottuk fénytörők se-

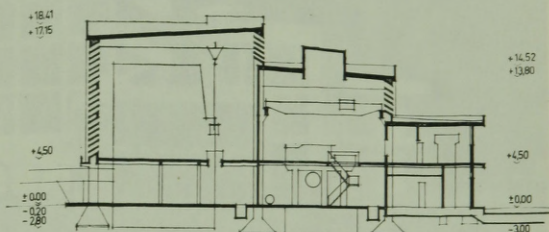
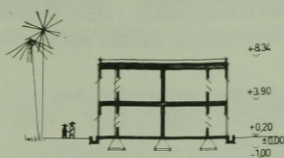


1. ábra. Az erőmű üzemi épületének és melléképületeinek földszinti alaprajza:

1. üzemi épület,
2. iroda épület,
3. műhely-raktár épület,
4. főbejárat és garage épület,
5. víztároló medence,
6. szabadtéri állomás

2. ábra. Üzemi épület keresztmetszete

3. ábra. Iroda épület keresztmetszete



gítségével. Ezzel a természetes szellőzés hatásfokát kívántuk emelni oly módon, hogy kizártuk a fényt a leárnnyékoló szerkezetekkel. A kapcsolóház szellőzését és klimatizálását az érzékeny műszerekre való tekintettel kondicionáló berendezések végzik. A tetők vízszigetelése, hőszigeteléssel ellátott háromrétegű lemezfedés, ill. több rétegben felhorzolt bitumen máz; a tetővizek függőleges elvezetése csatornában, a kazánházi oldalon nyitott, a gépházi és kapcsolóházi oldalon az elektromos berendezésekre való tekintettel zárt csatornában történik. A nyílászáró szerkezeteket csak a kapcsolóháznál alkalmaztuk (klimatizálva), melyek anyaga profilacél. A kazánház és gépház viszonylatban csak a fent említett fénytörők szolgálják a belső terek vertikális térlezárást.

Iroda és szociális épület: Az épületet, az irodahelyiségek alpnormájának figyelembevételével 1,25 m-e modul alkalmazásával terveztük.

Az épület leárnnyékolását szolgálja a folyosónak kihasznált körbenfutó előtető és annak a homloksíkjára rögzített fix és állítható zsaluk.

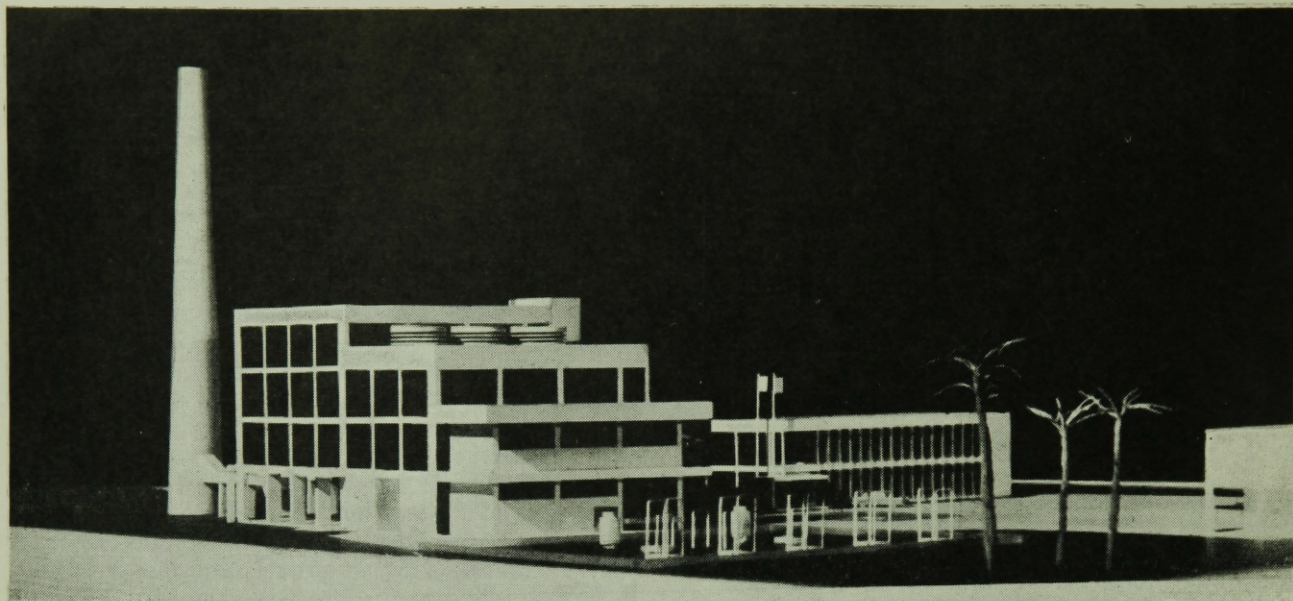
A helyiségek természetes keresztzellőzését biztosítja az ablakok mellvédfalának és szemöldökének, valamint a két traktust elválasztó fal földemalatti szakaszának perforálása.

A *műhely-raktár és bejárat épület* függőleges teherhordó szerkezete előregyártott vb. pillér, a vízszintes — tetőszerkezet — alul feszített fa tartó.

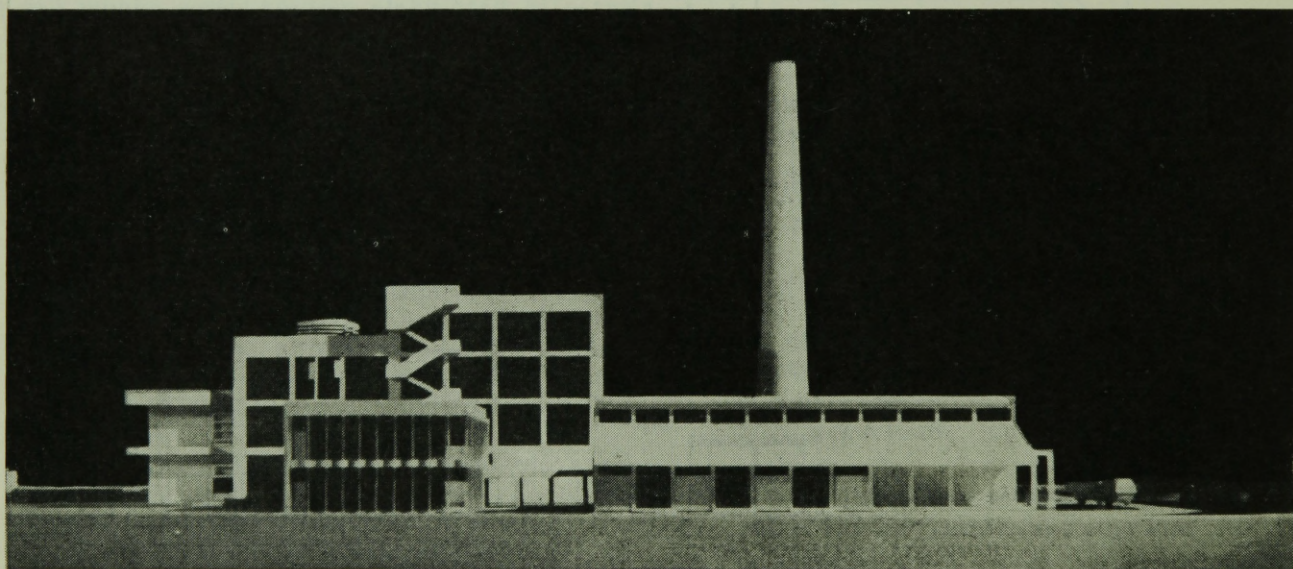
Részletesen meg szeretném említeni és elemezni a tervezési szempontok közül a számunkra legjelentősebbet, a trópusi klimatikus viszonyoknak megfelelő szerkezeti és építészeti kialakításokat.

Sorjába veszem a trópusi klíma jellegzetességét és azokkal párhuzamosan az erőmű tervezésénél alkalmazott szerkezeti megoldásokat:

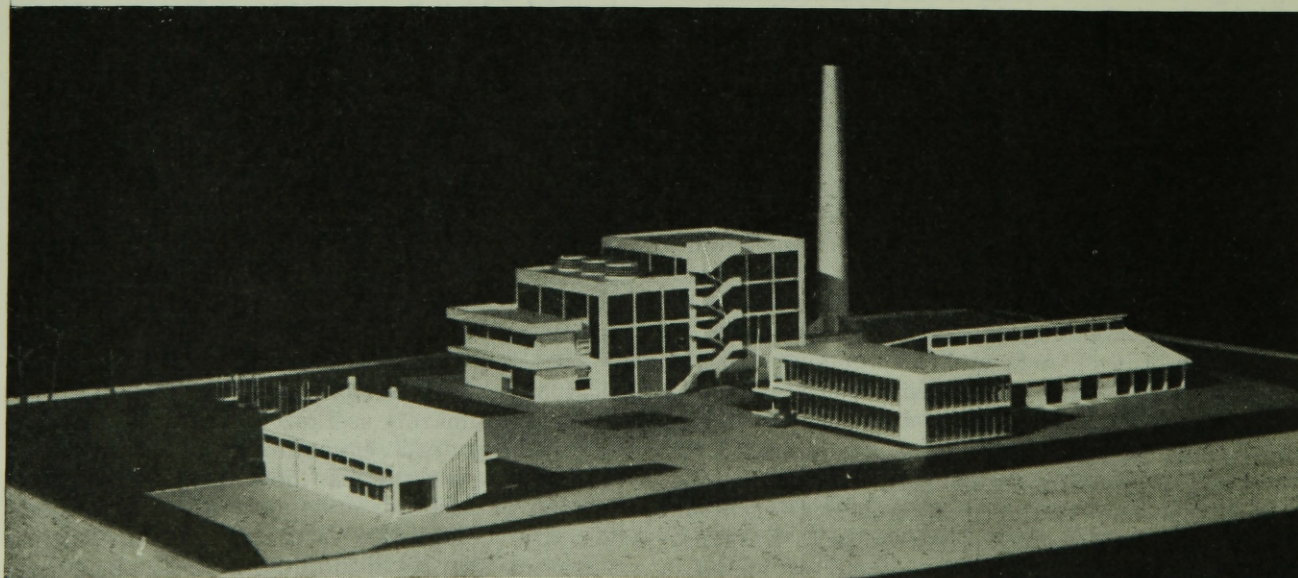
a) *Fény:* Az egyenlítő és a térítő közötti területen a benapozási időtartam az évszaktól függően 11—13 óra. A nappályá rendkívül meredek, így a napkelte és a napnyugta átmeneti szakaszok igen rövid időre korlátozódnak. A nap sugarak beszási szöge meredek, ennek követke-



4. ábra. Üzemi épület távlati képe (modell foto)



5. ábra. Az erőmű északi homlokzata (modell foto)



6. ábra. Erőmű távlati képe (modell foto)

tében a fény mennyisége és intenzitása többszöröse a közép-európai normálisnak.

„Fedett” égbolt esetében a szórt fény intenzitásának fiziológiai érzékelése (vakítás, káprázás) kellemetlenebb a „direkt” napsütésnél. A nagy fénymennyiségnek vagy direkt fénynek a helyiségbe jutása ellen alkalmaztunk:

fénytörőket: fix. vb. zsalu-lamellákat (üzemi épület hosszhomlokzat);

fix zsalukat: a nyílászáró szerkezetek előtt (irodaépület homlokzat);

mozgatható zsaluszerkezetet a nyílászáró szerkezetek előtt (irodaépület homlokzat);

önárnyékolt (perforált) *falfelületeket* (üzemi, iroda, raktárépület véghomlokzatai);

árnyékot vető előtetőt (kapcsolóház, iroda, raktár és bejárati homlokzatait).

A zsaluk kialakítása, ill. helyzete (vízszintes, függőleges) függvénye a nappálya irányának, azaz a tájolásnak. Kelet—nyugati homlokzatok vízszintes tagolással, a déliek lehetőleg függőlegesen készültek.

A lehetőségeknek megfelelően az indirekt természetes világítást alkalmaztuk, hogy a szemre káros nagy fénymennyiséget kiküszöböljük.

b) Hőmérséklet:

Tropikus viszonyok között a meleg hőmérséklet elleni védekezés a legfontosabb tényezők egyike. Az év nagyrésztében a hőmérséklet értéke a $+30^{\circ}\text{C}$ körül mozog. A hőség érzetet a levegő nagy páratartalma is fokozza. A melegnek az épületekbe való bejutását és az élettani melegérzet csökkentését természetes és mesterséges úton korlátozni lehet:

1. A napfény közvetlen épületbe jutásának meggátolása az előzőekben ismertetett szerkezetekkel, — az épületet határoló felületek benapozás elleni védelme leárnyékolással.

2. Födémek és fedélszékek hőszigetelésével. Lapostetők esetében kettősfödém (szellőztethető) vagy nagymértékű feltöltés a hőtárolási érték növelésére (kapcsolóház és irodaház).

Fedélszék esetében ha van padlástér annak intenzív szellőztetése (bejárati épület portarész), ha nincsen, úgy a héjalás alatti szellőztetett légtérrel készült hőszigetelés alkalmazásával (műhely raktár és garage-épület).

3. Az épületek belső tereiben, helyiségeiben a hőmérséklet csökkenthető a természetes szellőzés fokozásával.

Az épületeket határoló falfelületek maximális megnyitása az a) pontban ismertetett lamellás és zsalusszerkezetekkel, perforált falfelületekkel; a keresztlegjárát és a gravitációs légmozgás megteremtése.

Ennek értelmében az üzemi épület kazánházi és gépházi része maximálisan megnyitott; az előbbinél a földszint a lábakon áll, a határoló felületek vb. zsalus és perforált betonelem megoldással készültek. Az irodaépület keresztzellőzését a nyílászáró szerkezetekbe beépített fix szellőző, a mellvéd és a szemöldökfal, valamint a helyiségek közötti falfelületek födém alatti áttörése szolgálja.

A természetes szellőzés és légmozgás a helyiségekbe szerelt mennyezetventillátorokkal és mozgatható kéziventillátorokkal fokozható.

Belső terek és helyiségek optimális légkondicionálása tropikus viszonyok mellett csak mesterséges, gépi berendezések segítségével történhet. Ezek üzemeltetése egyszerű és kényelmes, beszerzési áruk viszont igen magas, ezért csak az üzemi-épület kapcsolói és műszeres tereinél alkalmaztuk.

4. Szerkezetek és szerkezeti részek védelme a hősugárzás ellen:

Ragasztott vagy mázas tetőszigetelés védelme a szigetelés felületére hordott habarcsrétegbe rakott égetett agyaglapokkal (üzemi és irodaépület tetőszigetelése). Fény- és hővisszaverő festékek és bevonatok (fehérmázolás és világos színű vakolás) alkalmazása a homlokzati felületeken.

c) *A csapadék*: a trópusi klímának a meleg melletti fő jellemzője. A monszun esőzés idején a lezúduló hatalmas esőzések víztömege eléri az óránkénti 100 mm-t.

Ennek következtében az esővíz elleni védekezés fontos épületszerkezeti kérdés. A probléma két részre osztható:

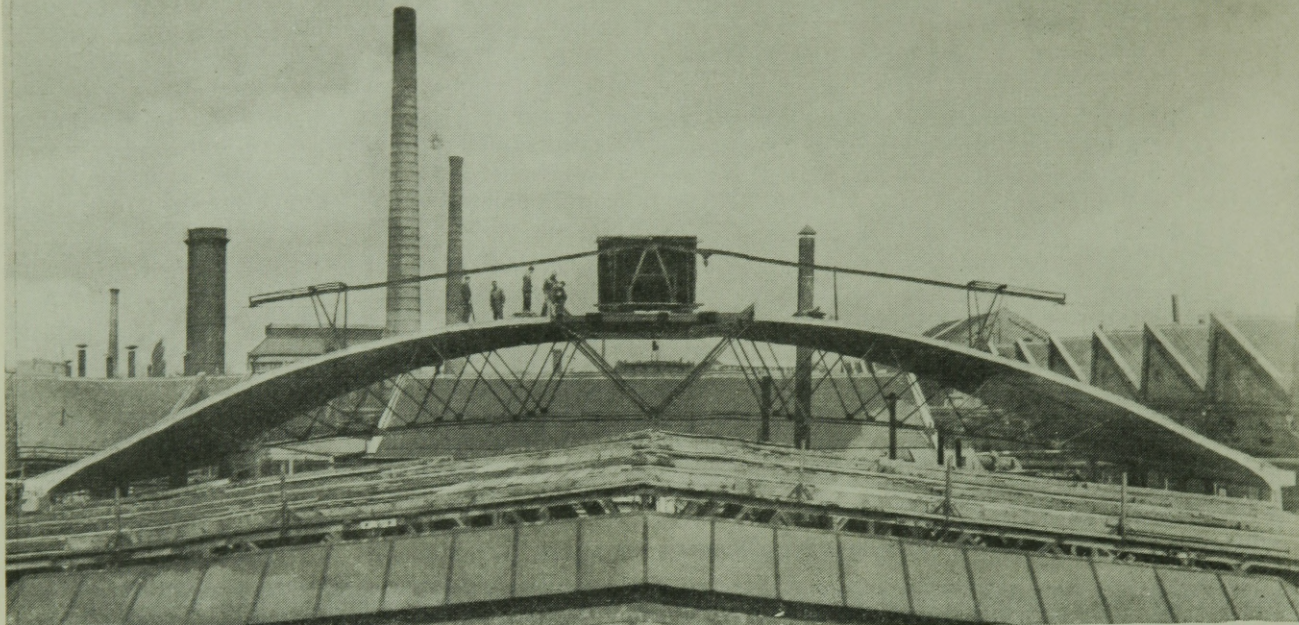
1. Az épületre és környékére jutó csapadék elvezetése; a tetőhajlásszögek emelkednek: lapostetőnél minimálisan 5% ; a pikkelyfedések átfedése nagyobb, az épületkörül közvetlen tereprendezés hajlása $2-5\%$, épületek földszinti padlónívója minimálisan $+20\text{ cm}$.

2. Az épület csapadékvíz elleni védelme, ill. szigetelése:

Az épület körüli csapadékvíz elvezetésére betoncsatorna létesítése szükséges az alapfalak és alapok aláázásának meggátolására. A fénytörő lamellák és perforált falfelületek kiképzésénél figyelembe kellett venni a nagy széllel együtt jelentkező csapó esőt. A megoldás itt a lamellák átfedése és megdöntése, a perforált felületek „Z” keresztmetszetű kilakítása vagy előtetővel való letakarása. A tetők vízszigetelése, talajvíz és nedvesség elleni védekezés a hazai megoldások szerint készül, az előbbi több rétegben és nagyobb felhajtásokkal a függőleges csatlakozó felületekre.

3. *A nedvesség*: a levegő igen magas páratartalma ellen — mely a berendezési tárgyakra szerelvényekre és műszerekre a legveszélyesebb az állandó korrozio és oxidáció veszélye miatt — csak gyártástechnológiai úton vagy légkondicionizálással lehet védekezni. A vezetékek falon kívüli elhelyezése csak a könnyebb javíthatóságot és karbantartást szolgálja.

Az „ipari épület a trópuson” műszaki és építészeti feladat megoldásában sokat köszönhetünk vietnami tervező társainknak, akik tanácsaikkal és a helyi adottságok pontos ismeretével segítették, hogy a lehetőségekhez képest jó megoldás születessen, és hogy a közösen tervezett erőmű, melynek építkezése az év nyarán megkezdődött, 1961. év végére üzemeltetésre készen álljon.



Héjszerkezet előregyártott elemekből

GNÄDIG MIKLÓS, Kossuth-díjas — KOLLÁR LAJOS

A Vörös Csillag Traktorgyár dömperszerelő csarnokának 50 évvel ezelőtt épült tetőszerkezete technológiai, tűzrendészeti, valamint világítási szempontból egyaránt elavult. Az emiatt szükségessé vált átépítés előfeltétele volt, hogy az új tetőszerkezet az üzem minimális akadályoztatásával épülhessen meg. Ezért a belső állványozást majdnem teljesen ki kellett küszöbölni, és a régi fa tetőszerkezetre állványozni. Mindezek megszabták, hogy a 215 m hosszú csarnok egy, 37 m támaszközü nyílással készüljön.

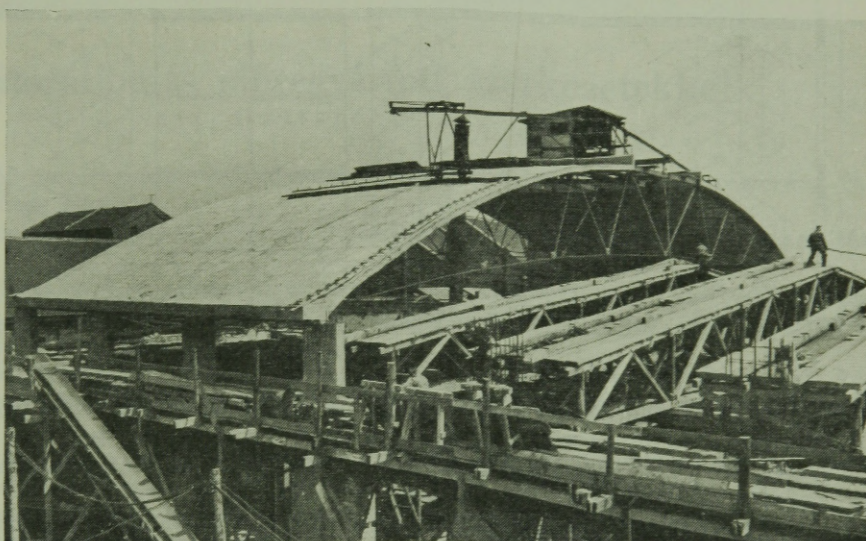
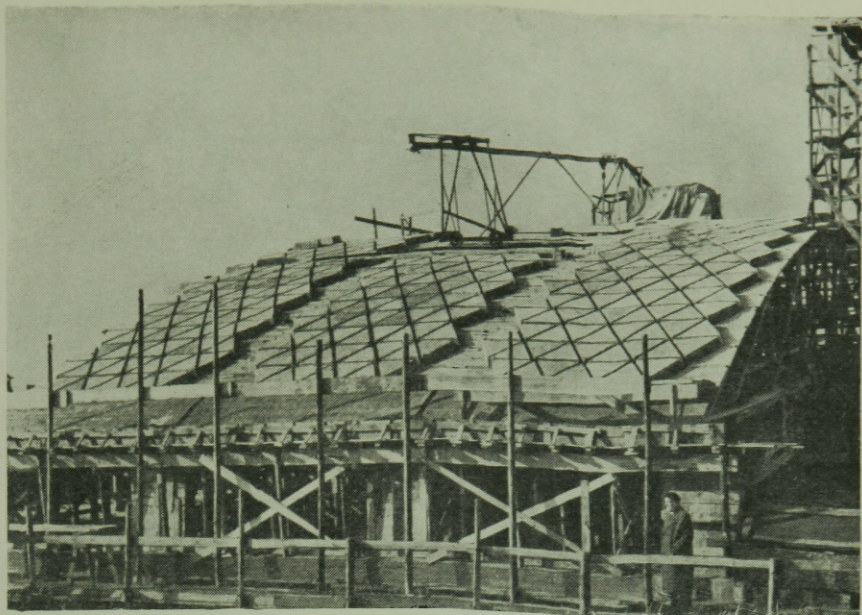
Nagynyílású tetőszerkezet gazdaságosan csak íves- vagy héjszerkezettel alakítható ki. Jelen esetben — a fenti szempontok figyelembevételével — előregyártott háromszögelemekből álló dongahéjszerkezetet terveztünk, a külső pillérállásoknak megfelelően 5 m-enként könnyű vasrács szerkezettel merevítve. A felülvilágító a régi világítási rendszernek megfelelően hosszirányú hernyó. Ezt a felülvilágító rendszert a legjobb világítási effektus és a legkisebb szerkezeti súly is indokolta. A felülvilágító alatt a dongahéjat vasszerkezet váltja ki.

Magát a dongahéjat zömében 90 cm oldalhosszúságú, 4 cm lemezvastagságú, 17,5 cm bordamagasságú bordázott, előregyártott háromszögelemek alkotják. Az előregyártott háromszögelemek alkalmazásával kb. 20%-os ritkított zsaluzat volt csak szükséges, az állványozást pedig a meglévő tetőszerkezetre támasztva kis magassággal lehet kialakítani és 12-szer átállítani. A héjszerkezet vasszerelése a fugákba elhelyezett 5 mm—10 mm $\varnothing$ -jú acélbetétekkel igen egyszerű volt, a betonozása is csak a fugák kiöntésére szorítkozott.

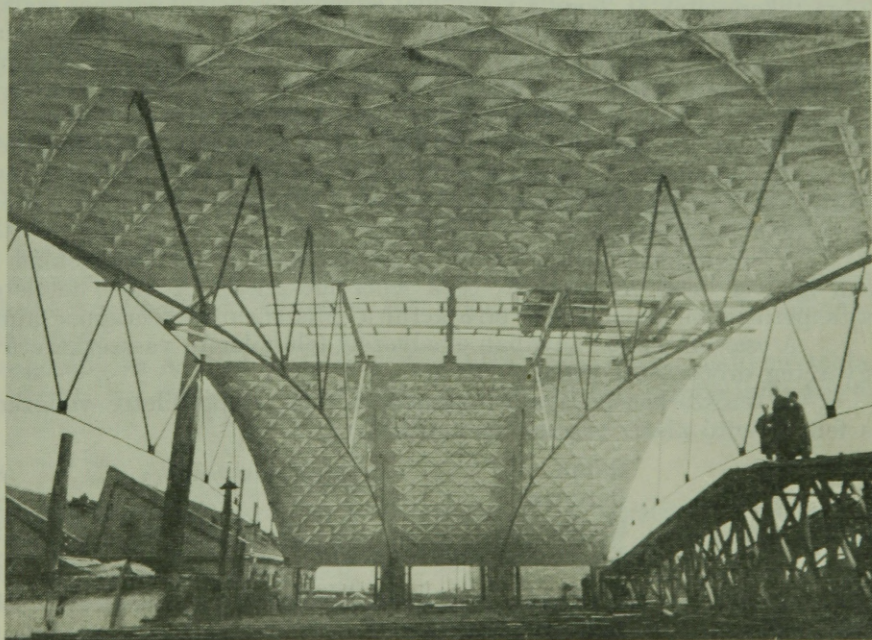
Mind az előregyártott, mind a monolit részek betonminősége B 280 volt, a cementsúlyra számított 1,5% klórkalcium alkalmazása a kötést annyira meggyorsította, hogy a nagynyílású héjszerkezetet 10 nap alatt ki lehetett zsaluzni.

A vonórúd 5,0 méterenként 90 szál 5 mm $\varnothing$ -jú nagyszilárdságú patentozott KB.150.50 minőségű acélhuzalból áll. A nagyszámú acélhuzalt a 3,90—6,40 m-re levő vasszerkezeti csomópontok között ideiglenesen kb. 1,50 m-ként rendezőlemezekkel fogtuk össze. A vonóvasak végét az erőteljesen kiképzett vasbeton párkányba betonozták be, megfelelő túlnyújtással, hajtűszerűen meggörbített alakban, laza, feszítetlen állapotban. A párkány kialakítását tehát a vonóvasbekötések helyszükséglete szabta meg. A szerkezet működése a következő: minthogy az 5 m-ként elhelyezett vas rácsos diafragmák 3,90—6,40 m-re levő csuklóí függőleges síkú kihajlás ellen merevítik a héjat, ezért a héj ún. rövid donga, vagyis a terhek legnagyobb részét ívként hordja, s a vonóvasak között a héj szélső sávjai magasfalú tartókként hordják az ív vállnyomásait. E magasfalú tartókat a héj görbesége miatt lemezhajlításra is kellett méretezni. A vasszerkezetű rácsos diafragmák felső övét a 17,5 cm vastag héjszerkezet tömör monolit sávja alkotja. Ezek hordják a féloldali szél- és hőteherből származó hajlítónyomatékokat és ezenkívül méretezve vannak arra is, hogy a héjlemezt megtámasszák horpadás ellen. A rácsostartók alsó övét képező vonórudak nem egyenesek, hanem ívesen vannak felemelve. Így a rácsrudak az állandó terhelésből nagyobb húzást kapnak, mint a fél-

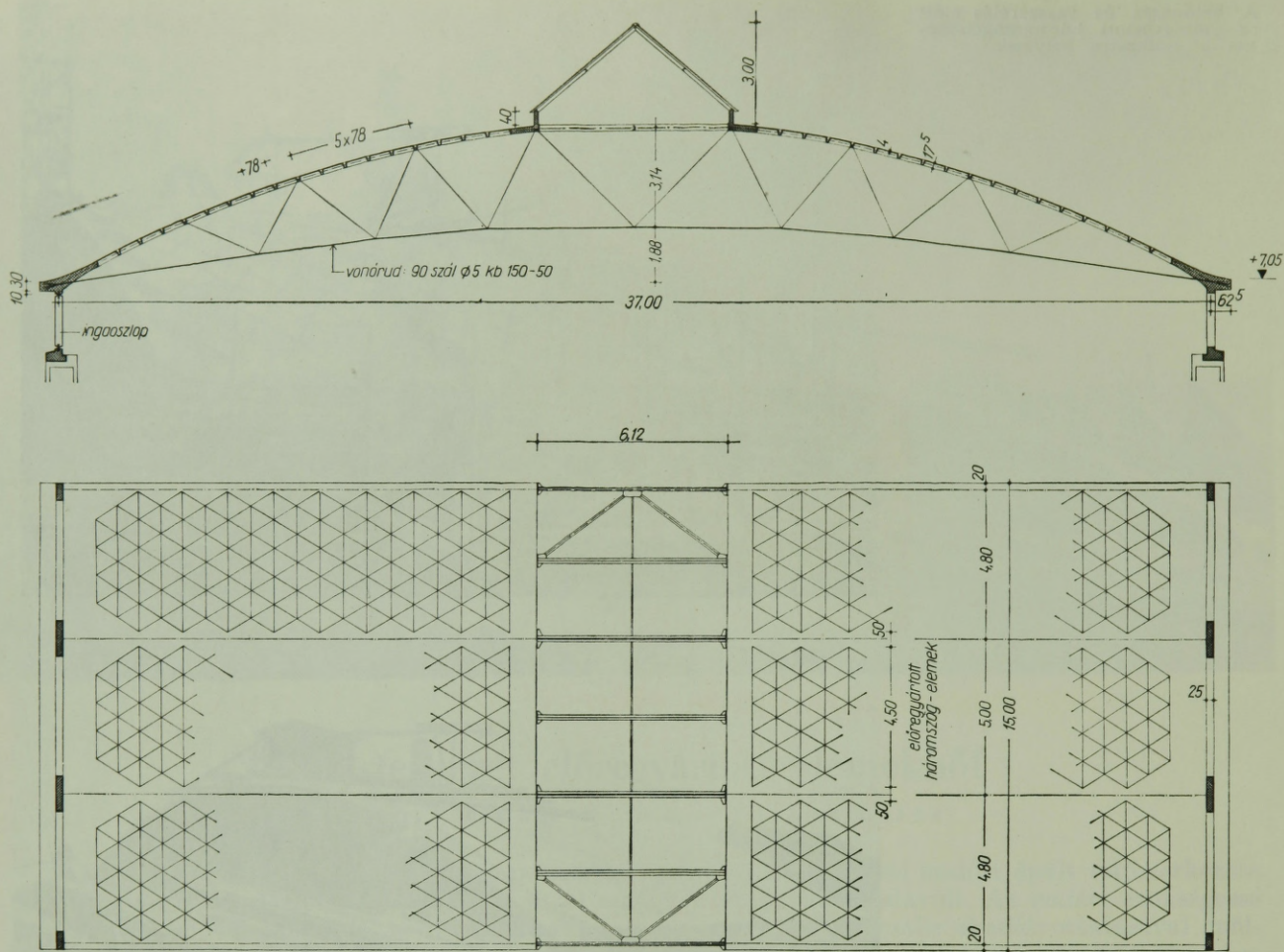
A betonozás és vasszerelés előtt az előregyártott háromszögelemeket a zsaluzatra helyezik



A héjszerkezet szakaszosan épül. Az első elkészült mező után a következő szakasz állványzatát szerelik



A kiszaluzott kész szerkezet belső képe



A tetőszerkezet zsaluzási terve

oldali szél- és hőteherből származó nyomóerő. A rácsokat tehát csak húzásra kellett méretezni. Ennek következtében idomvas szükségletük mindössze $2,78 \text{ kg/m}^2$, tehát ez a kialakítás igen gazdaságos. A héjszerkezetet horpadás elleni stabilitásra ortotróp lemezként ellenőriztük, a diafragmák vonalában sarokpántos támaszkodást véve alapul.

A vonórúdhhoz alkalmazott $5 \text{ mm } \varnothing$ -jű acélhuzalokat általában $60 \text{ cm } \varnothing$ -jű tekercsekben szállítják. Ezeket külön kívánságunkra a Salgótarjáni Acélárugyár egyengető gépén $180 \text{ cm } \varnothing$ -jű dobra tekercselték át, hogy a vonórúdat egyengetés nélkül egyenes szálakban lehessen rendezni.

Építési állapotban a vonórúd 16 cm -es tekintélyes nyúlása miatt a mintaívet 21 cm -rel túl kellett emelni. A vonórúd-nyúlás kiküszöbölésére egyik oldalon az alátámasztó oszlopok ingásan vannak kiképezve. Az ingaoszlopok alkalmazásával a vonórúd-nyúlás szabályszerűen lejártszódik. Az üzem technológiai és építési lehetőségeinek figyelembevételével egyszerre $3 \times 5 = 15 \text{ m}$ -es szakaszt betonoztak be. Az állványt $51 \text{ mm } \varnothing$ -jű homokkal megtöltött acélsövekkal eresztették le, igen egyszerű és bevált formában. Az egyenletes állványleeresztést ívnyegyedekben és ívközépen való méréssel biztosítottuk. Végleges állapotban a 15 m -kénti ideiglenes dilatációt összebetonozták. Végleges dilatáció 45 m -ként van kialakítva.

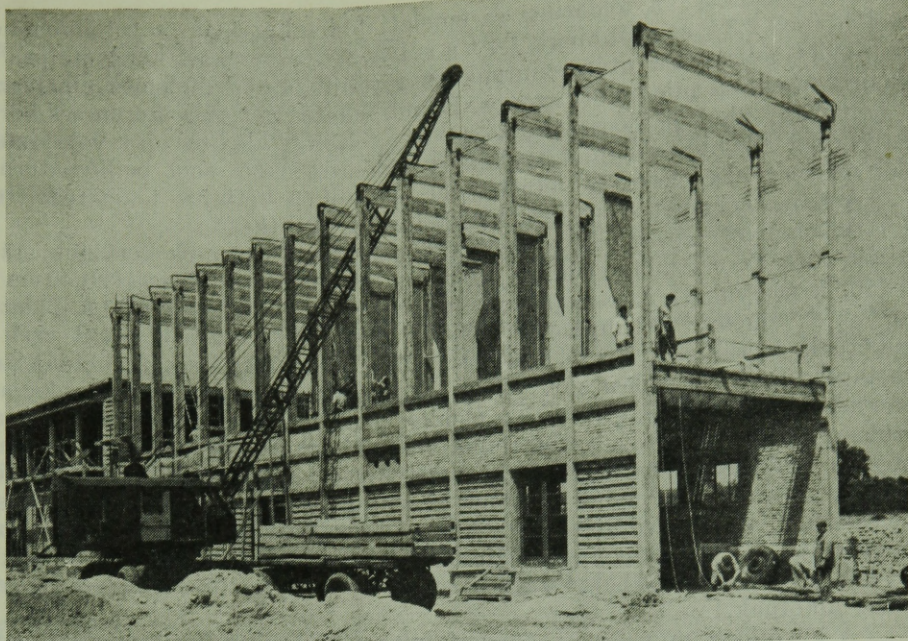
A héjszerkezet belső felülete a bordázott háromszögelemekkel igen kedvező térhatást nyújt, nem igényel belső pacsekolást, csak fehér meszelést. A külső felületen Supremit hőszigetelés van, rajta perlitbeton kellősítés, s erre kerül a falisztmentes, zsírkőpor hintésű bőrlemezfedés.

A csarnok hosszirányában elhelyezett felülvilágító vasszerkezetű ragacs nélküli „Wema” profil, egy réteg drótbetétes üveggel.

A tetőszerkezet anyagfelhasználása 1 m^2 alapterületre vonatkoztatva a következő (párkány és felülvilágító alatti vasszerkezet nélkül) :

Beton.....	8 cm
Betonacél	$12,7 \text{ kg/m}^2$
Idomacél	$2,78 \text{ kg/m}^2$
Nagyszilárdságú vonórúd	$2,97 \text{ kg/m}^2$
Összes acélszükséglet	$18,45 \text{ kg/m}^2$

1. ábra. Kapcsolószekrény
keretváza



Transzformátorállomás előregyártott szerkezetekkel

SZALAY LÁSZLÓ

Az IPARTERV még 1953-ban tervezte a Budapest Főváros-Elektromos Művei részére a Soroksári 106. sz. transzformátor állomást.

Az előbbi állomással jóformán teljesen azonos létesítmény tervezésére kaptunk megbízást 1957-ben.

Az épületek technológiája, a 106. sz. állomáshoz viszonyítva lényegében nem változott. Éppen ezért kézenfekvőnek látszott a 106. sz. állomás terveit ismét, változtatás nélkül felhasználni. Hogy mégsem ez történt, azt a következők magyarázzák:

1. A portálszerkezetek előregyártásával kapcsolatban felmerült az épületek előregyártásának kérdése is, melynek sikeres megvalósítása esetén a hasonló transzformátorállomások teljes előregyártása lenne biztosítva.

2. A cellafalak monolit kivitele igen nagy mennyiségű zsaluzóanyag felhasználását igényli, ezenfelül a vasszerelési és betonozási munka is lassú és körülményes. Monolit megoldás mellett az egyébként szerkezeti szerepet nem viselő cellafalak vastagsági méretét 6 cm-nél kisebbre felvenni, kiviteli nehézségek miatt nem lehet. További hátránya, hogy a nagyterjedésű zsaluzott felületek igen hajlamosak elhúzódnásra, deformálódásra, valamint fészkesedésre. Az utóbbiak különösen azért károsak, mert a kijavításukkal kapcsolatos betonozások, kikenések, későbbi lepergések és ezzel kapcsolatban fellépő üzemzavarok előidézői lehetnek.

3. A 106. állomásnál a PTK-k a cellafalakra lettek felszerelve, a 108. állomásnál ezek kocsira kerültek. A falra szerelt PTK-k mellett a cellafalak előregyártásáról szó sem lehet, a készülékek erős dinamikus üzeme folytán. A kocsira szerelt PTK-k mellett a cellafalakra semmiféle erőhatás sem hárul.

4. Már a 106. állomás kivitelezése során felmerült a távvezetési leágazások épületre való ráfeszítésének igénye. Tekintve, hogy komoly húzóerőkről volt szó, melyek az épület felső részét támadják, ezért ezek felvételére sarok merev keretek beépítése vált szükségessé. Ezt akkor a cellaosztások kötöttsége folytán csak egymást keresztező keretek beépítésével tudtuk megoldani. A tetőfödém előbbi kényszerű megoldása helyett célszerűnek látszott a 108. állomásnál egy, a célnak megfelelő gazdaságosabb szerkezet kialakítása.

A szerkezeti leggazdaságosabb és egyben esztétikus megoldás kialakítását nagymértékben nehezítette az a körülmény, hogy az épületek alaprajzán a már kötött technológia folytán változtatni alig lehetett.

Szerkezeti leírás

Az épület tulajdonképpen két fő részből áll, az egyik a vezénylőszárny a járulékos helyiségekkel, a másik a kapcsolószárny. A vezénylőszárny alappincézett, I. emeletes, szélső és középfőfalas épület, a kapcsolószárny I. emeletes, vegyesvázás szerkezetű.

A vezénylő rész födémei előregyártott panelekből állnak. A panelek 1,1 m szélesek, 5,86 m hosszúak és 40 cm magasak, 10 cm bordavastagsággal, B 280 betonból készítve. Kétféle kiala-

kítással készültek: a földszinti és emeleti födémhez 6 cm, a tetőfödémhez 3 cm lemezvastagsággal, az előbbinek 2,3 t, az utóbbinak 1,4 t a súlya. Az összerakást hernyótalpas emelő végzi. A kéttraktusos épület felfalazása után szintenként történik a födemelemek elhelyezése. A földszinti és emeleti panelek vasalása mindenütt azonos. Ennek lehetőségét az a szerencsés körülmény adta, hogy azokon a helyeken, ahol padlócsatornák miatt feltöltés alkalmazása volt szükséges, a hasznos terhelés lényegesen kisebb volt, mint azokon a födémrészeken, ahol padlócsatorna nem készült. A csatornák mélységének célszerű felvételével sikerült a kétfajta födémrész terhelését hasonlóvá tenni.

A kapcsolóépület szerkezeti kialakítása a következő:

A kehellyel ellátott pilléralapokba előregyártott oszlopok kerülnek. Az oszlopok kb. 13,0 m hosszúak, alsó keresztmetszetükben 20/54 cm, feljebb visszavágással 20/40 cm méretűek. Betonminőségük B 280. Összsúlyuk 3 t. Az oszlopok elhelyezésével egyidejűleg elkészül a földszinti kifalazás. Ezután kerül sor az I. emeleti födémpanelek elhelyezésére. Az összesek közül ezek az elemek a legnagyobb méretűek és súlyúak, 2,2 m szélesek, 7,5 m hosszúak. A szegélybordák magassága 58 cm, a lemezvastagság 6 cm. Emelési súly 7,0 t. A paneleken az összes technológiai nyílások és áttörések ki vannak képezve. Tekintettel az elemek nagy kiterjedésére, valamint a viszonylag kevés (14 db) szükséges darabszámra, a zsaluzómintával való takarékoság céljából az elemeket úgy alakítottuk ki, hogy a szükséges négy fajta elem ugyanarról a betonmagról készülhessen. A födémpanelek elhelyezése után a tetőgerendák kerülnek az oszlopokra. A gerendák 8,0 m hosszúak és 20/50 cm keresztmetszetűek. B 280 betonból készülnek 1,85 t súllyal. Ezek a gerendák az oszlopok belső oldalával hegesztéses kötés útján kapcsolódnak, míg a külső oldalon az oszlopokból és gerendákból kiálló tüskék a csomópont kibetonozása után a vízszintes feszítőerők felvételére alkalmas sarok-merev kereteket alkotnak.

A következő művelet az emeleti falazat elkészítése, valamint az emeleti cellafalak elhelyezése:

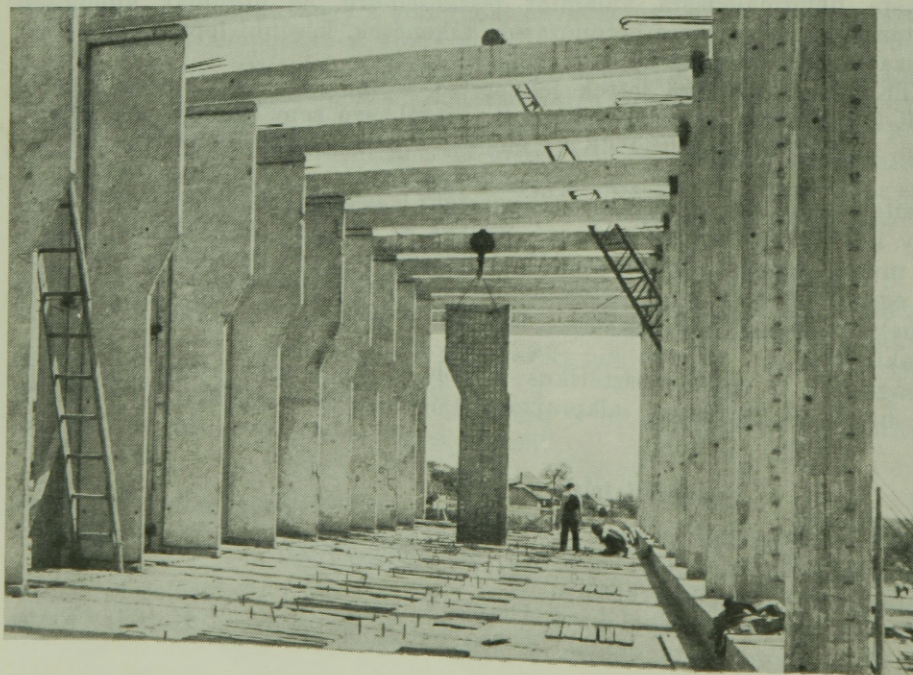
Az emeleti cellafalak 6 cm vastag, bordával szegélyezett, B 280 vasbeton táblákból állnak. A táblák súlya 1—1,5 t között változik. A 4. ábrán az összeállított cellafalakat tüntettük fel. A 2. ábrán jól láthatók a már elhelyezett táblák. A táblák egymáshoz kapcsolása előre bebetonozott szögvas, illetve laposvas lemezek összehegesztésével történik.

A következő művelet a kőszivacsfallók felrakása a tetőgerendákra, majd az ezek fölötti vb. légólemez kibetonozása. Az utóbbi művelet során válik tulajdonképpen a keretrendszer sarok-merevvé. Időközben történik a földszinti cellafalak felállítása. Ezek a cellafalak az emeleti falakhoz hasonló méretekkel vannak kialakítva.

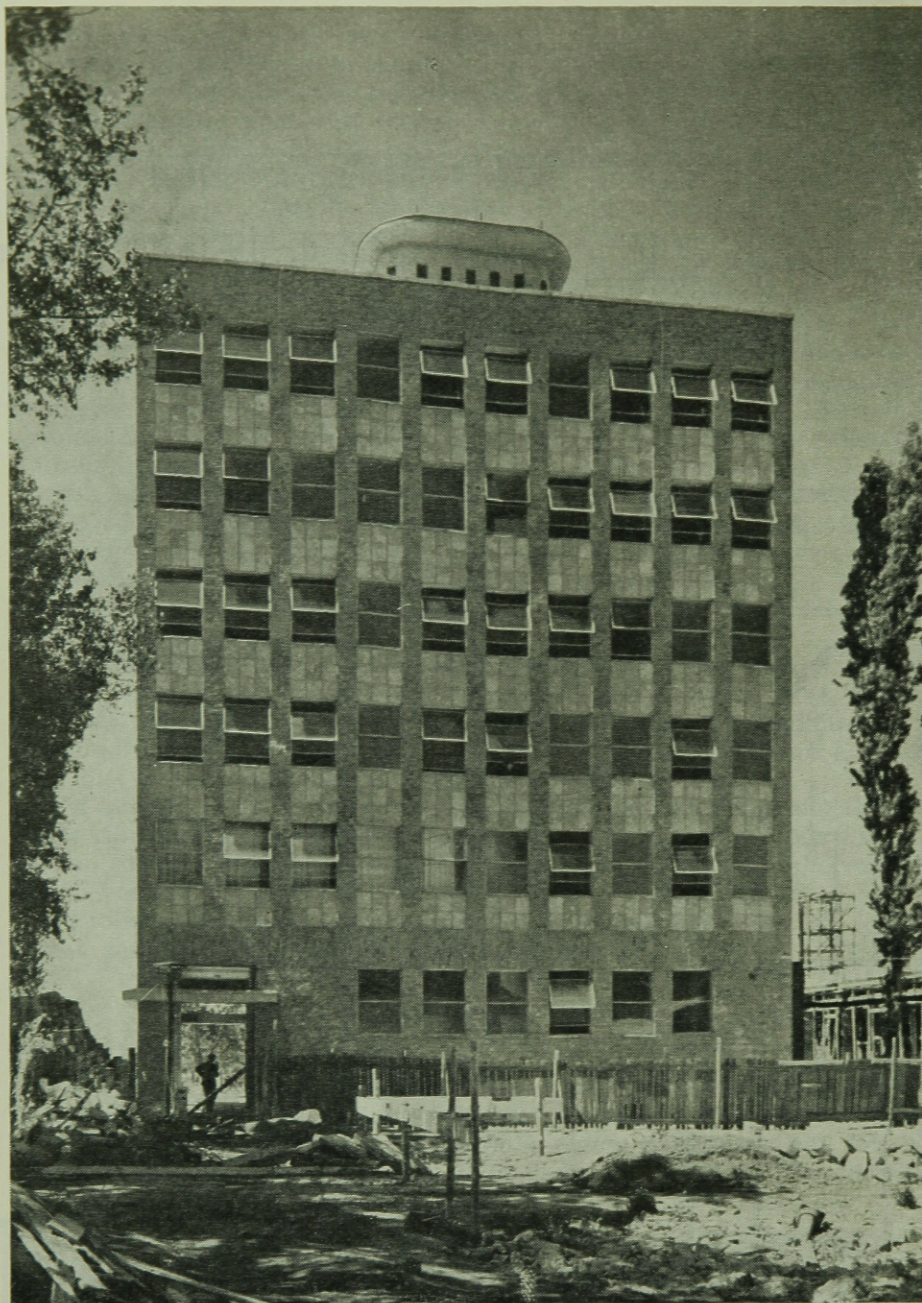
Utolsó műveletként a szabadtér felőli oldal üvegbeton falának készítése, valamint a többi homlokzat mezőtűri téglával való burkolása történik.

Az előregyártás értékelése és további teendők kapcsolóházaknál

A szóban forgó 108. sz. állomás előregyártott megoldásával az első lépést szándékoztuk megtenni a kapcsolóházak kivitelezésének fokozott gépesítése érdekében. Mint bevezetőnkben említettük, az ilyen létesítmények szabadtéri részei már régóta előregyártottan készülnek. Az épületek gépesítése terén azonban jóformán semmiféle előrehaladás nem történt. Ez érthetővé válik, ha meggondoljuk,



2. Előregyártott cellafalak elhelyezése



A Nagytétényi Gumigyár

B. MUELLER ÉVA

Építésztervező: B. Mueller Éva
 Statikus tervező: Szelezky Ferenc
 Gépésztervezők: Sárdi Ernő, Magyar Sándor, Kaszó Lajos

A generáltervező VEGYTERV által eredetileg két épületben megtervezett irodaház-expedíció és konyhaiüzem egyesítését rendelte el az OÉH, hogy a szűkös gyárterületen az iparvágány bevezetése gazdaságosabban, fordítókörong nélkül legyen megoldható.

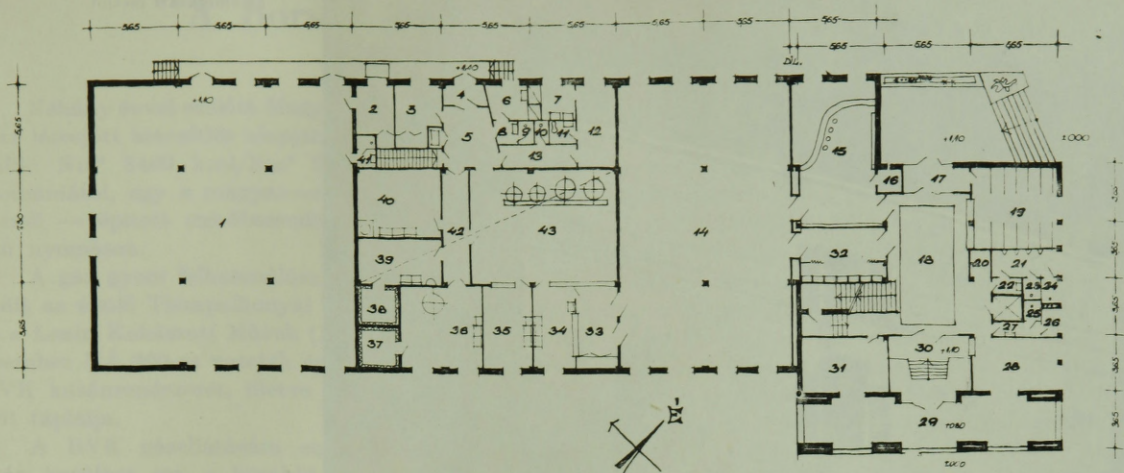
Az IPARTERV 1956 első felében készítette el az új vázlatterveket. Tekintettel arra, hogy a már megtervezett mártó és oldó üzemi épületek elhelyezését nem látszott célszerűnek megváltoztatni, a tervezett irodaépület eredeti helyén helyeztük el a most már egyesített iroda—étterem—konyha—expedíció épületét és ezzel együtt az eddig meg nem oldott személy- és teher-gyár-bejáratot, valamint az ezzel kapcsolatos utólagos

san felmerült az építkezés II. ütemét képező kiegészítőhelyiség-csoportokat, úm: trafó, orvosi rendelő, tűzórség, rendészet, Közért.

A földszinti területigény (exp., konyha, étterem, előcsarnok) sokszorosan túlhaladta az emeleten elhelyezendő irodák területigényét, ezért a rendelkezésre álló szűk területen a kiadódó széles étterem—konyha—expedíció traktusa felett az irodatraktus gazdaságosan nem volt megoldható.

Ezért az irodáknak külön ötemeletes pontházban való elhelyezése mellett döntöttünk, és ehhez csatlakoztattuk a már megtervezett üzemi épületek hosszúságának, szélességének és magasságának figyelembevételével a konyha-exp. szárnyat.

A főbejáratot a főútvonalra néző háromnyílásos árkádsor hangsúlyozza. Az árkádok alatt szélfogón át jutunk az előcsarnokba, amely az iroda



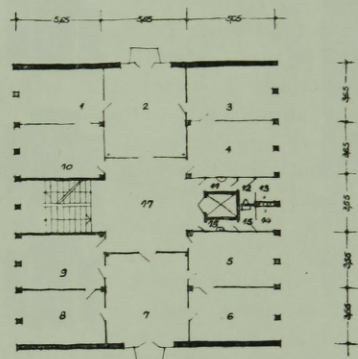
Alaprajz

1. Expedíció
2. Iroda
3. Iroda
4. Szélfogó
5. Előtér
6. Férfi öltöző
7. Női mosdó
8. Előtér
9. WC
10. WC
11. Egészségügyi
12. Női öltöző
13. Folyosó
14. Étterem
15. Büfé

16. Raktár
17. Szélfogó
18. Előtér
19. Ruhatár
20. Takarító
21. Pissóár
22. Előtér
23. WC
24. WC
25. WC
26. WC
27. Előtér
28. Eligazító
29. Átjáró
30. Szélfogó
31. Gondnok
32. Előtér-kézmű

33. Pincér folyosó
34. Fehér mosogató
35. Fekete mosogató
36. Tej és hidegkonyha
37. Tejhűtő
38. Hűshűtő
39. Hűselőkészítő
40. Zöldségelőkészítő
41. WC
42. Folyosó
43. Konyha

- 1—10. Irodák
- 11—16. WC előtér
17. Előtér



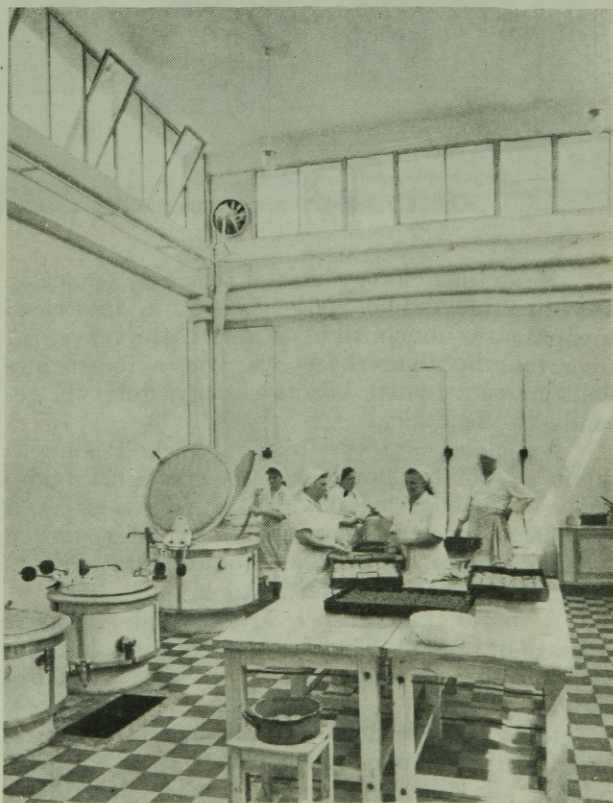
és az étterem egyesített forgalmi létszámára van méretezve. Az előcsarnok szemközti oldalán van a gyár felőli étterem és büfé bejárat. Az előcsarnokból oldalt felvezető lépcsőházzal szemben van a lift és a vizesblokk, ami az emeleteken ismétlődik.

Az éttermi bejárat az előcsarnoktól szagfogó előtérrel van elválasztva, amelyben a kézmosókat helyeztük el.

Az étterem tulsó oldalán van egyblokkba tömörítve a bazilikális elrendezésű 600 adagos konyhaüzem.

A főzőkonyha köré csoportosulnak a kisebb belmagasságú kiegészítő konyhák (hűselőkészítő, zöldségelőkészítő és a tej-hidegkonyha), valamint a pincér folyosó, fehér-fekete mosogató. A konyhai közlekedés az udvar felől történik.

Az irodaépület emeletén általában 8—8 db egységnyi, 3 főnek megfelelő és 2—2 db 4—5 főre méretezett irodaszoba van elhelyezve. A szobák a lépcsőházhoz kapcsolódó központi előtér köré fűződnek fel. Így általában a sarokszobák zsákszoba jellegűek. A zsákszobák azonban a gyár irodaszervezetével összeegyeztethetők és így a közlekedőtereket egy normál középfolysós irodarendszerhez képest 50%-ban lecsökkentettük, és még tágas, világos középső társalgó, ill. várakozó teret is nyertünk. Az irodaépületnél ezzel a központosított elrendezéssel, a középfolysós elrendezéssel szemben, 1210 m³ igazolt megtakarítást értünk el, ami az akkori 320 Ft/m³ árral számolva, 385 000,— Ft megtakarítást eredményezett. Igen gazdaságos a lift körül blokkírozott női és ffi WC csoport megoldása is.



Konyhaüzem



Eredetileg előregyártással tervezett épület az 1957-ben meginduló építkezés előtt a kivitelező kívánságára monolitikussá lett áttervezve. A függ. teherhordó szerkezet vb. váz, a födém monolit mestergerendák között előregyártott vb. gerenda és téglatalca.

Az épület mezőtúri téglával burkolt homlokfalait az oldalsó homlokzat parapetjénél budakalászi kemény mészkő váltja fel és ezzel a függőleges raszter mezőtúri burkolatát erősen kihangsúlyozza. Ugyancsak kőburkolatot kapott az emeletes rész felső koronázó sávja is.

A belső kiképzésnél igyekeztünk mindazt felhasználni, amit a gyár műanyagban létrehozott, mégha az anyag csak kísérleti stádiumban is volt.

Így az előcsarnok, lépcsőház, büfé, étterem, irodahelyiségek pvc. burkolatot kaptak. A burkolatok általában emeletenként más-más színűek (a lépcsőház és előterek kivételével) és más-más minőségű, részben még kísérletezés alatt álló

ragasztóanyaggal lettek leragasztva, hogy a gyár műszaki embereinek közvetlen alkalma legyen az anyagok viselkedését tanulmányozni. Az oldalfalakra is műanyag festést terveztünk be, de ez — bár a közel $\frac{1}{2}$ éves vakolatra próbáltuk felhordani — lepergett. A tapasztalat szerint csak 1 évnél régebbi új falra ajánlatos a pvc. falfestés felhordása. Az étterem részére különleges vastagságú és minőségű 60/60 cm-es pvc. lapokat gyártottak le és helyeztek el sakktáblaszerűen.

Beépítésre került 13 774 m³.

Az építkezés 1960. I. felében fejeződött be, így az alapozástól és kevés vb. szerkezettől eltekintve, már új áras alapon lett elszámolva. Az elszámolás folyamatban van, de a becslés szerint 7 500 000,— Ft körül lesz a bekerülési értéke, ami kb. 550,— Ft/m³ árnak felel meg. A kivitel igen jó minőségű, ami a 31. sz. ÉM Állami Építőipari Vállalat és főképpen Bajáczy István építésvezető lelkiismeretes, igen jó munkáját dicséri.

A Borsodi Vegyikombinát (BVK) gázellátása

SZALAY ZOLTÁN

Néhány évvel ezelőtt Magyarország és Románia között létrejött szerződés alapján, Magyarország évi 190 millió Nm³ 8400 kcal/Nm³ fűtőértékű földgázt kap Romániától, egy a magyar—román határon — Csengernél — épített mérőberendezésen keresztül, kb. 20 atü nyomáson.

A gáz gyors felhasználása céljából távvezeték készült az épülő Tiszapalkonyai Vegyi Kombinát (TVK) és a Lenin Kohászati Művek (LKM) számára. Mindkét üzemhez NÁ 300-as vezeték épült, mely ideiglenesen a TVK kazánrendszerét, illetve az LKM Martin-kemen-céit táplálja.

A BVK gázellátására csak az üzem megépülte után kerülhet sor, a korábbi terv-előirányzat szerint 1963-ban. A román határtól a TVK és LKM-ig épített vezeték viszonylag sík és nagyrészt talajvizmentes területen volt építhető, míg a BVK-t ellátó vezeték tervezésénél vízenyős területtel és hegyvidéki tereppel kellett számolni.

Feltétele volt még a tervezésnek, hogy Miskolc város is kapjon gázt, továbbá a rendelkezésre álló nyomásból egy-egy üzem igényelt csúcsfogyasztását és a nyomásigényét is ki kellett elégíteni.

Miután nagynyomású gázt szállító vezetékkel a lakott területeket el kell kerülni, így a távvezeték építési, biztonsági és gazdaságossági problémái, nagy körültekintést követeltek.

A Romániából érkező 190 millió Nm³ földgázt a Tervhivatal osztotta el az egyes fogyasztók között,

A BVK-t és Miskolc városát ellátó vezetéket a megépült TVK—LKM vezetékből leágazóan több változatban terveztük, melyből négy változatot az 1. ábra szemléltet. Az I. változat látszik legkedvezőbbnek, mert hossza 25 km, azt azonban sem városrendezési, sem a hegyvidék nehéz terepe miatt, de a Miskolc várost ellátó külön építendő (3—7—10—11) 10 km vezeték költségéből miatt sem javasoltuk.

A II. változat, melynek hossza 31,5 km érinti Miskolc gáztartó telepét is, s dacára a részben vízenyős, másrészt hegyvidéki-alábányászott terepnek, mégis ez a legkedvezőbb.

A III. változat, melynek hossza közel 34 km, de ezenkívül szükség van a várost ellátó 3 km-es vezeték ágra is, sem gazdaságilag, sem a vízenyős talaj miatt nem javasoltuk.

A IV. változatot, melynek hossza 35,5 km, a III. változat érvei alapján nem javasoltuk.

A négy változat közül a II. változatot dolgoztuk ki kiviteli tervként, melynek nehézségeivel valóban csak a részletekbe menő tervezésnél találkoztunk. A vezeték számításaink alapján NÁ 300-as acélcsőből építendő.

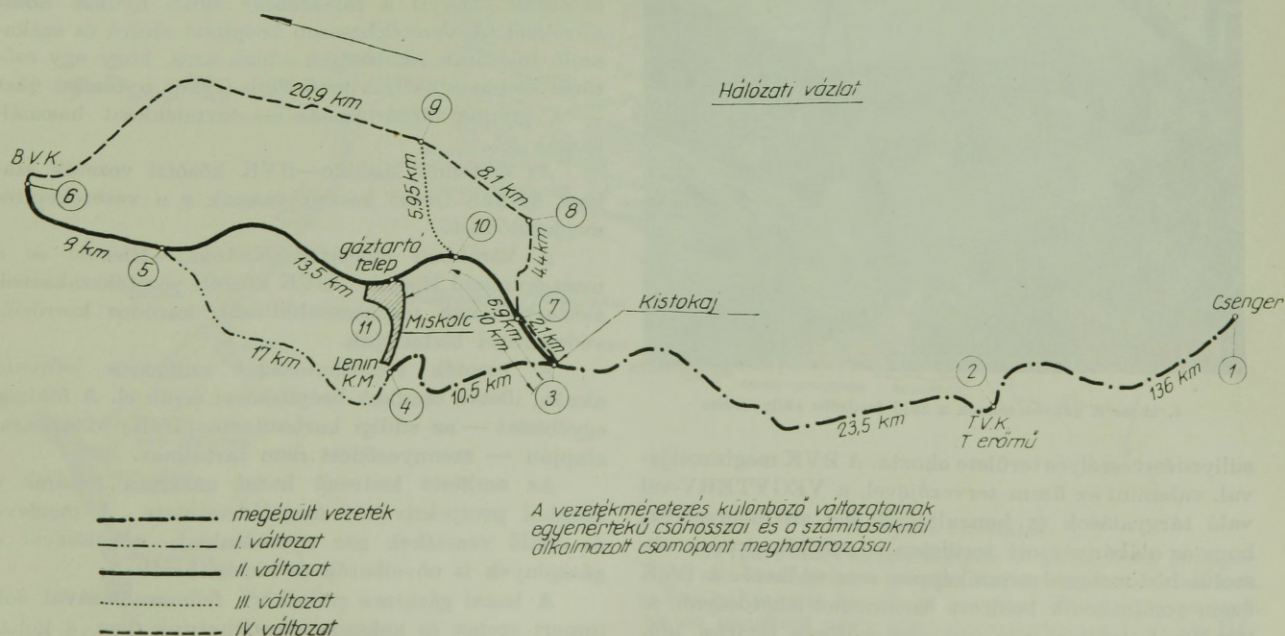
A Kistokaj és a miskolci gáztároló-telep közötti szakasz vezetéke kétszer keresztezi a Sajót és részben vízenyős területen halad keresztül. A Sajó-keresztezését korábban felső áthidalással — függőhíddal — terveztük, később az 1959-es árendezés, a mederbe való fektetés olcsóbbságát eredményezte s így kettős mederbesüllyesztett vezetéket terveztünk. A két Sajó metszés közötti árvízveszélyes szakaszon „IRAQ” kötést alkalmaztunk biztonsági szempontból.

A ténylegesen megépült mederbe fektetési munkák egy-egy részletét a 4. sz. ábra szemlélteti. A Kistokaj—Miskolc közötti vezeték szakasz ma már készen van és rövidesen üzembe helyezik, mellyel megszűnik Miskolc város eddigi rossz gázellátása.

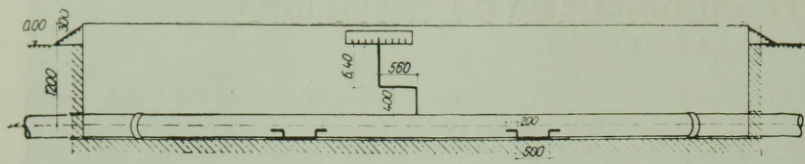
A BVK vezeték második szakaszát mint már említettük a legrövidebb úton, közel felerészben hegyvidéken és részben alábányászott területen keresztül terveztük.

E szakaszon a cső építési mélységében általában talajvíz nincs és a talaj sem agresszív.

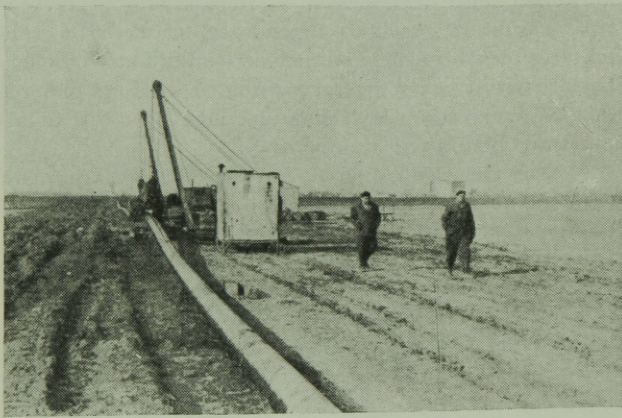
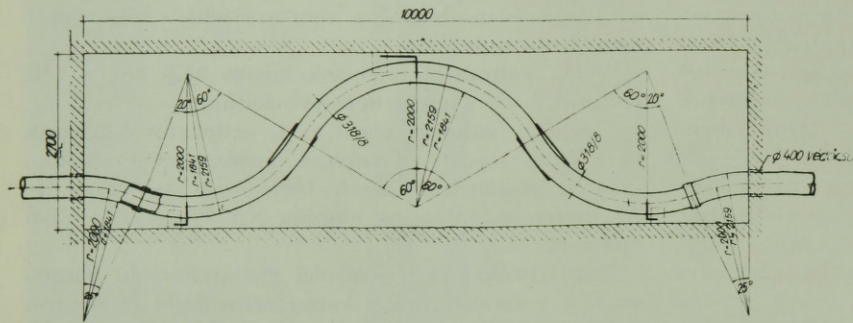
Az üzembiztonsági szempontok szem előtt tartása mellett a legkomolyabb problémát, a bányavidék



1. ábra. A BVK-t ellátó gázvezetékrendszer négy változatának szemléltető vázlata



2. ábra. A vezetékbe épített rugalmas csőkompenzátor



3. ábra. Gépesített gázvezetéképítés



4. ábra. A gázvezetéknek a Sajó medrébe süllyesztése

süllyedés-veszélyes területe okozta. A BVK megbízottjával, valamint az üzem tervezőjével, a VEGYTERV-val való tárgyalások és konzultációk azt eredményezték, hogy az alábányászott területen a vezeték épsége abszolút biztonsággal semmiképpen sem védhető. A BVK üzem gondoskodik lassított üzemmenet lehetőségéről, és tárolásról, mellyel egy esetleges csőtörés javítási időtartama áthidalható.

A vezeték üzembiztonsága érdekében a veszélyesebb bányavidék kritikus szakaszaiba, a vetők közelébe aknába épített „hullám kompenzátor” terveztünk, melyet a 2. ábra szemléltet. A kompenzátor hullám tetőpontjaira acél mutatópálcát hegesztettünk, mely figyelő ablakon keresztül látható, s a vezeték ellenőrző személy észlelheti a süllyedés okozta vezeték elmozdulást. Az elmozdulás határértéke csak a kompenzátor folyáshatára lehet, mely 50–70 cm-es nyúlást biztosít. A lassan süllyedő és feszültség alatt álló vezeték a kompenzátor rugalmassági határának elérése előtt — üzemszüneti napon — az aknán kívül elvágandó és a rugózva szét nyíló vezetékbe, a hiányzó darab betoldható.

E legkényesebb pontok üzembiztosításán kívül alkalmaztunk szabadon való áthidalásokat, föld feletti vezeték építést, földrátöltéssel, szélesebb árokba, vagyis az átlagnál nagyobb hullámvonalba való fektetést is, melyek mind elősegítik a vezeték hosszirányú megcsúszását, vagyis a folyáshatár előtti nyúlási hossz növelését. A vezeték hosszán beépített elzáró és szakaszoló tolozárak lehetőséget adnak arra, hogy egy csőtörés esetén a csőben levő több légkör nyomású gázt — a javítás időtartamára — tartalékként használhassák fel.

Az építendő Miskolc—BVK közötti vezeték szakasz kiviteli tervei készen vannak s a vezetéképítés megkezdődhet.

A korábban megépült Kistokaj—Miskolc és a most építendő Miskolc—BVK közötti vezetékszakaszok élettartamának meghosszabbítását, katódos korrózióvédelemmel biztosítjuk.

A vezeték tisztíthatóságát szakaszos lefuvató aknák, illetve csonkok beépítésével érjük el. A földgáz egyébként — az eddigi karbantartó (TVK) vizsgálatai alapján — szennyeződést nem tartalmaz.

Az említett kedvező hazai gázkincs feltárása a korábbi perspektívákat többszörözte. A meglévő és épülő vezetékek gáz nyomásainak növelésével a gázigények is növelhetők és kielégíthetők.

A hazai gázkincs széleskörű felhasználásával sok import szenet és kokszot takaríthatunk meg, a kohásban pedig szennyeződésmentes acélt gyárthatunk.

Borsodi Regionális Vízmű

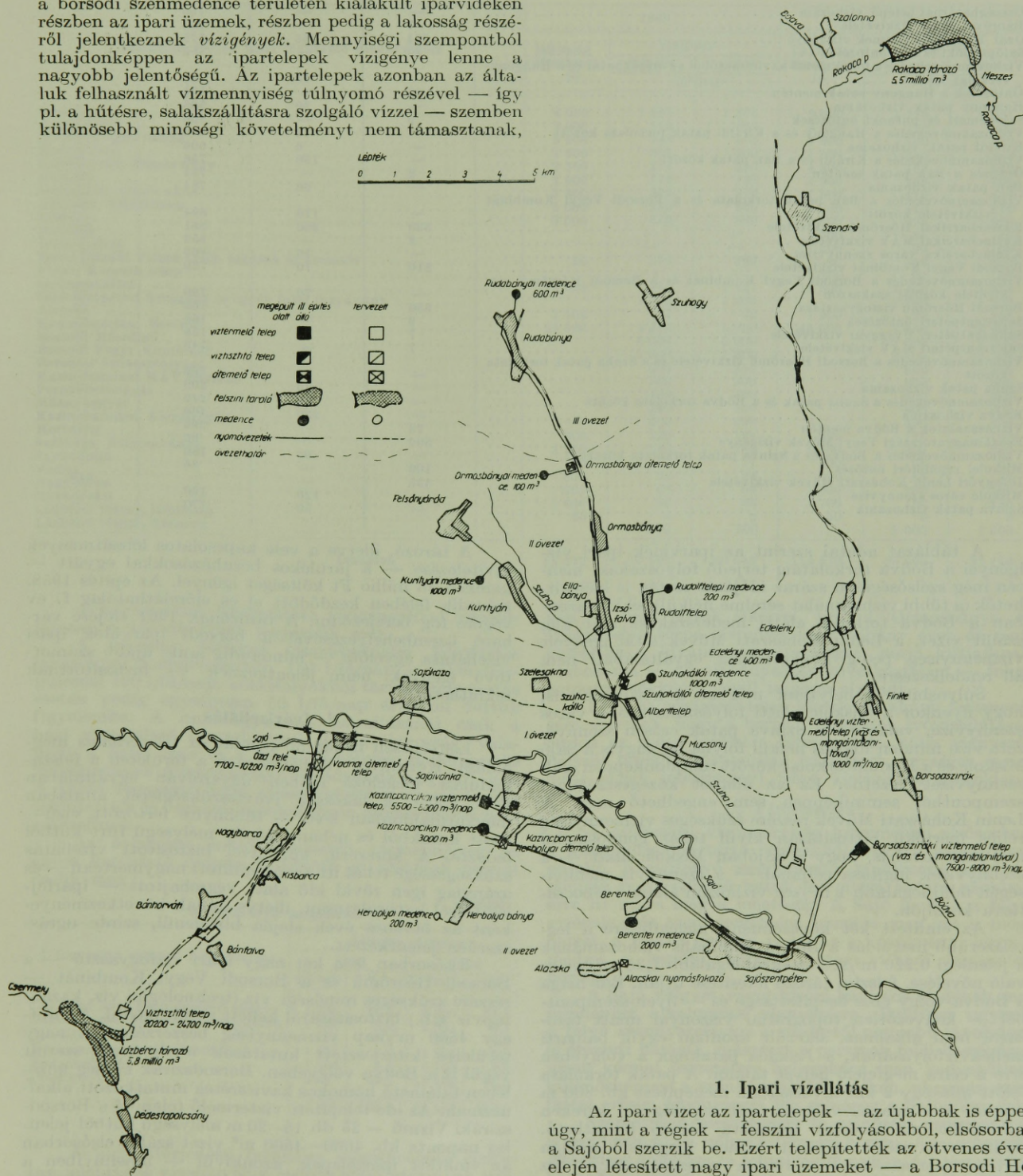
PÁSZTOR GÉZA

Az a hatalmas arányú fejlődés, mely a borsodi iparvidéken felszabadulásunkat követően végbement, a megoldásra váró műszaki feladatok egész sorát vetette felszínre. Ezek közül talán a legkomolyabb gondot a vízellátás problémája okozta. E cikk keretében rövid pillantást kívánunk vetni azokra a nehézségekre, melyekkel a vízellátás szakembereinek meg kellett küzdeniük, majd a megoldás módját ismertetjük.

A Sajó völgyében, illetve — tágabb értelemben — a borsodi szénmedence területén kialakult iparvidéken részben az ipari üzemek, részben pedig a lakosság részéről jelentkeznek *vízigények*. Mennyiségi szempontból tulajdonképpen az ipartelepek vízigénye lenne a nagyobb jelentőségű. Az ipartelepek azonban az általuk felhasznált vízmennyiség túlnyomó részével — így pl. a hűtésre, salakszállításra szolgáló vízzel — szemben különösebb minőségi követelményt nem támasztanak,

és csupán a vízigényük kisebb hányada az, amelynek nagyjából ivóvízminőségűnek kell lennie.

Ez a megkülönböztetés az adott körülmények között a vízbeszerzés szempontjából döntő fontosságú. Éppen ezért a továbbiakban *ipari víznek* az ipartelepek részére szükséges vízmennyiségnek csupán az előbbi csoportba tartozó részét nevezzük, míg a minőségi vízre vonatkozó igényük kielégítését az ivóvízellátással kapcsolatban tárgyaljuk.



1. ábra

1. Ipari vízellátás

Az ipari vizet az ipartelepek — az újabbak is éppen úgy, mint a régiek — felszíni vízfolyásokból, elsősorban a Sajóból szerzik be. Ezért telepítették az ötvenes évek elején létesített nagy ipari üzemeket — a Borsodi Hőerőművet, a Berentei Szénosztályozót, a Borsodi Vegyi Kombinátot, valamint az Északmagyarországi Vegyi

Műveket — közvetlenül a Sajó mellé, illetve annak közelébe.

Az ipari vízigények a Sajó vízhozamából átlagos, vagy ennél nem sokkal kedvezőtlenebb vízjárású években még kielégíthetők. Szélsőségesen száraz időszakban azonban — amilyen legutóbb 1947. és 1950. nyári, illetve koraőszi hónapjaiban következett be — már a jelenleg ismert vízigényekkel szemben is hiány jelent-

kezik. A vízhiány nagyságáról és helyi eloszlásáról tájékoztató adatokat oly módon nyerhetünk, hogy az országhatár és Miskolc közötti folyószakasz minimális vízszállítási mérlegszerűen összehasonlíthatjuk a vízigényekkel, figyelembe véve természetesen az ipari vízigényeken kívül az öntözések és egyéb vízhasználatok vízszükségletét is. Az összehasonlítást az alábbi táblázat tartalmazza:

1. táblázat

A Sajó minimális vízszállítása az országhatár és Miskolc között

Vízki vétel, illetve hozzáfolyás megnevezése	Kivett	Visszaadott	Mederben maradó	Vízhiány
	vízmennyiség, l/sec			l/sec
Országhatárnál belépő vízhozam	—	—	750	—
Bánrévei MÁV vízkivétele	7	—	743	—
Ózdi Kohászati Üzemek vízigénye	334	166	575	—
Sajópüspöki és héti öntözések	20	—	555	—
Vízhozamnövekedés a folyó menti kavicsmezőből az országhatár és a Hangony-torkolat között	—	10	565	—
Öntözések a Hangony patak mentén	30	—	535	—
Hangony patak vízhozama	—	30	565	—
Sajónémeti és putnoki öntözések	9	—	556	—
Vízhozamnövekedés a Hangony és a Királdi patak torkolata között	—	44	600	—
Királdi patak vízhozama	—	6	606	—
Vízhozamnövekedés a Királdi és a Bán patak között	—	150	756	—
Öntözés a Bán patak mentén	2	—	754	—
Bán patak vízhozama	—	30	784	—
Vízhozamnövekedés a Bán patak torkolata és a Borsodi Vegyi Kombinát vízkivétele között	—	110	894	—
Kazincbarcikai Hőerőmű vízkivétele	333	300	861	—
Kazincbarcikai MÁV vízkivétele	8	—	853	—
Kazincbarcika város szennyvizei	—	16	869	—
Borsodi Vegyi Kombinát vízkivétele	210	70	729	—
Vízhozamnövekedés a Borsodi Vegyi Kombinát és a Borsodi Hőerőmű vízkivétele közötti szakaszon	—	70	799	—
Borsodi Hőerőmű vízfogyasztása	630	—	169	—
Sajószentpéteri öntözések	9	—	160	—
Sajószentpéteri Üveggyár vízkivétele	7	3	156	—
Sajószentpéteri MÁV vízkivétele	7	—	149	—
Vízhozamnövekedés a Borsodi Hőerőmű vízkivétele és a Szuha patak torkolata között	—	40	189	—
Szuha patak vízhozama	—	20	209	—
Vízhozamnövekedés a Szuha patak és a Bódva torkolata között	—	40	249	—
Bódva vízhozama	—	220	469	—
Vízhasználatok a Bódva mentén	73	—	396	—
Északmagyarországi Vegyi Művek vízigénye	300	—	96	—
Vízhozamnövekedés a Bódva és a Szinva patak torkolata között	—	90	186	—
Miskolci repülőtéri öntözés	100	—	86	—
Diósgyőri Lenin Kohászati Művek vízkivétele	435	—	—	349
Miskolc város szennyvize	—	120	120	—
Szinva patak vízhozama	—	50	170	—

A táblázat adatai szerint az iparvidék ipari vízigényei a Bódva torkolatáig terjedő folyószakasz mentén még szélsőségesen száraz időjárás esetén is kielégíthetők (a többi vízhasználat sérelme nélkül), ekkor azonban a Bódva torkolat alatti mederszakasz már alig szállít vizet, a Lenin Kohászati Művek által igényelt vízmennyiség pedig gyakorlatilag egyáltalában nem áll rendelkezésre.

Súlyosbítja a helyzetet még az a körülmény is, hogy ilyenkor a Miskolc alatti folyószakaszon a város szennyvize, valamint a Szinva patak erősen szennyezett vize minden hígítás nélkül folya le, vagyis a Sajó Miskolc és a Hernádtorkolat között tulajdonképpen csak szennyvizet vezetne. Ez az állapot közegészségügyi szempontból semmiképpen sem engedhető meg. A Lenin Kohászati Művek részére szükséges vízmennyiség teljes mértékű biztosításán kívül tehát gondoskodni kell még arról is, hogy a Sajóban Miskolc alatt — a szennyvizek hígítása céljából — a szennyvíz mennyiségén felül legalább 1 m³/sec vízhozam állandó lebocsátásra kerüljön.

Az említett két követelmény kielégítésére a legcélszerűbb megoldás a Bódva minimális vízhozamának a jelenlegi 0,220 m³/sec értékről legalább 1,35 m³/sec-re való növelése, felszíni tározó létesítése útján. Bár maga a Bódva-völgy erős beépítettsége és — ilyen szempontból — kedvezőtlen topográfiai viszonyai miatt tározásra nem alkalmas, sikerült azonban egyik balparti mellékvízfolyásának, a Rakaca pataknak a völgyében erre a célra megfelelő helyet találni. A patak torkolata fölött mintegy 2 km távolságban megépített kb. 800 m hosszú, 8 m magas völgyzárógát segítségével kerekén 5,5 millió m³ hasznos térfogatú tározó létesíthető. Ilyen mennyiségű tározott víznek megfelelő módon történő leeresztésével a Bódva vízszállítását — az eddigi vizsgálatok szerint — 1,9 m³/sec-ra lehet kiegészíteni.

A tározó, illetve a vele kapcsolatos létesítmények kivitelezése — a járulékos beruházásokkal együtt — kerekén 46 millió Ft költséget igényel. Az építés 1958. második felében kezdődött el és előreláthatólag f. év végére fog befejeződni. A tározónak 1961 elejére várható üzembehelyezésével a borsodi iparvidék ipari vízellátása egyelőre — mindaddig amíg újabb számottevő igények nem jelentkeznek — biztosítottnak tekinthető.

2. Ivóvízellátás

Lényegesen nehezebb feladat az ivóvízellátás megoldása. Közműves vízellátás ezen a területen a felszabadulást megelőző időben úgyszólván egyáltalában nem volt; a lakosság ivóvízszükségletét általában magántulajdonban levő — többnyire fertőzött vízű — ásott kutakból és néhány sekély mélységű fúrt kútból fedezte. A korszerű, közművel biztosított vízellátás szükségessége tehát itt a már említett nagymértékű — és aránylag igen rövid idő alatt végrehajtott — iparfejlesztéssel kapcsolatosan, illetve annak következményeként az ötvenes évek elején hirtelen, szinte ugrás-szerűen jelentkezett.

Elsősorban is a két nagy ipari vízfogyasztó — a Borsodi Hőerőmű és a Borsodi Vegyi Kombinát — részére szükséges minőségi víz (technológiai víz, kazántápvíz stb.) biztosításáról kellett gondoskodni. A mintegy 4500 m³/nap vízmennyiség beszerzésére a nagy területre kiterjesztett kutatások eredményei szerint végül is a Bódva völgyében, Borsodszirák község közelében található homokos kavicsréteg mutatkozott alkalmasnak. Az ide telepített víztermelő telep — a Borsodsziraki Vízmű — 26 db 15–20 m mélységű kútból jelenleg naponta kb. 4000–4500 m³ vizet szállít elsősorban az említett ipartelepek, azonkívül — amennyiben a termelt vízmennyiség lehetővé teszi — Sajószentpéter és Kazincbarcika lakossága részére.

a) Vízigények

Az iparfejlesztés következtében természetesen jelentősen megnövekedett az iparvidék lakosságának a létszáma, ugyanakkor a lakosság életszínvonala is nagymértékben emelkedett. Az ipari és bánya üzemek környékén új lakótelepek létesültek, köztük hazánk egyik legnagyobb szocialista városa, Kazincbarcika Békeváros. Mindezek a települések komfortos lakásokkal épültek. Az ivóvízellátás biztosítása tehát már csak ezért is elodázhatatlanná vált. Sürgetővé tette a kérdés

megoldását az a körülmény is, hogy a bányaművelés megcsapoló hatása folytán a meglevő kutak nagy része kiapadt és így egyes települések teljesen víz nélkül maradtak. Ormosbányára pl. a végleges megoldást megelőző években nagy távolságból lajtával kellett szállítani az ivóvizet.

Az iparvidék területén a közeli jövőben (1965-ben) és 20 éves távlatban (1980-ban) kielégítendő ivóvíz-igényekről az alábbi — az Orsz. Vízügyi Főigazgatóság (Szakváry Jenő főmérnök) által összeállított — adatok tájékoztatnak:

2. táblázat

Település, illetve ipari fogyasztó megnevezése	1965			1980		
	lakosság létszáma, fő	Vízigény		Lakosság létszáma, fő	Vízigény	
		átlagos	csúcs		átlagos	csúcs
		m ³ /nap			m ³ /nap	
Rudabánya	8 000	1 081	1 306	9 000	1 715	2 021
Ormosbánya	3 600	552	626	6 800	723	890
Izsfalva, Ella bánya	6 500	443	478	7 500	700	823
Rudolftelep	1 600	259	300	1 800	343	386
Felsőnyárad, Fekete völgy	2 300	274	290	4 500	468	543
Kurtyán	1 600	179	190	1 900	268	296
Szuhakálló, Szeles akna	1 300	309	316	1 500	412	440
Mucsony, Alberttelep	3 300	239	260	3 800	440	516
Edelény	8 000	670	880	9 500	995	1 225
Duzsnok	—	—	—	500	35	40
Borsodszirák	—	—	—	1 300	90	103
Borsodsziraki Vízmű szolg. lakások és üzemvíz	20	353	360	20	353	360
Finke, Kossuth telep	—	—	—	1 300	90	103
Sajószentpéter	12 000	960	1 221	13 600	1 442	1 874
Sajószentpéteri üveggyár és egyéb ipari fogyasztók	—	1 300	1 300	—	1 200	1 200
Alacska	1 100	87	92	1 300	129	142
Kazincbarcika, Berente	25 000	4 210	5 920	40 000	7 230	10 220
Borsodi Héerőmű	—	3 000	3 000	—	3 000	3 000
Borsodi Vegyi Kombínát	—	1 500	1 500	—	2 500	2 500
Berentei Szénosztályozó	—	350	350	—	350	350
Kazincbarcikai MÁV állomás	—	300	300	—	300	300
Pernyebetongyár	—	400	400	—	400	400
Műanyaggyár	—	300	300	—	800	800
Kazincbarcikai Kenyérgyár	—	200	200	—	400	400
Herbolya	900	120	124	1 000	176	190
Sajókaza, Sölyombánya	4 200	259	288	4 800	444	530
Sajóivánka	700	17	17	800	58	67
Vadna	800	23	24	900	64	73
Nagybarca	900	63	63	1 000	130	190
Bánhorvát	1 600	35	35	1 700	127	150
Lázbérci vízmű, lakótelep	50	8	8	50	8	8
Lázbérci vízmű, üzemvíz	—	500	500	—	1 000	1 000
Összesen	83 470	17 991	20 648	114 570	26 390	31 140

A táblázatban feltüntetett vízigényekkel kapcsolatosan a következőket jegyezzük meg.

A lakosság fajlagos vízszükségletét komfortos lakásoknál Kazincbarcikán 150 l/fő/nap, a többi településnél 100 l/fő/nap, közkifolyókból történő fogyasztás esetén pedig egységesen 50 l/fő/nap értékkel vettük figyelembe. A csúcsfogyasztás számításánál csak a házi vízvételző berendezéssel ellátott lakosság, valamint a helyi ipar és a közintézmények (kommunális létesítmények) átlagos vízigényét növeltük meg 50%-kal. A többi fogyasztó napi vízszükségletét egyenletesnek tekintettük és ezekkel kapcsolatosan csúcserővel nem számoltunk.

Az átlagosan kiszolgáltató vízmennyiség az egyes fogyasztó csoportok között az alábbiak szerint oszlik meg:

3. táblázat

A vízigények megoszlása

A fogyasztó csoport megnevezése	Átlagos vízigény			
	1965		1980	
	m ³ /nap	%	m ³ /nap	%
Lakosság házi berendezéssel ellátva	4 735	26,3	8 320	31,5
Lakosság csak közkifolyókból ellátva	1 624	9,0	2 391	9,1
Állatállomány	134	0,8	250	0,9
Kommunális létesítmények	1 075	6,0	1 835	7,0
Bányászfürdők	1 586	8,8	2 192	8,3
Ipari üzemek	8 837	49,1	11 402	43,2
Összesen	17 991	100,0	26 390	100,0

A nagyterjedésű területen meglehetősen elszórtan jelentkező vízigényeket eleinte helyi vízművek létesítése útján kívánták kielégíteni. Ezek a próbálkozások azonban a legtöbb esetben — különösen a bányavidék-

ken — nem jártak sikerrel. Így pl. Ormosbánya és Rudolftelep törpe vízművei csak néhány éven át szolgáltatták a kívánt vízmennyiséget, majd kútjaiknak vízhozama — az alabányászás következtében — fokozatosan csökkent, végül teljesen elapadt.

Ezek az eredménytelen kísérletek annak felismerésére vezettek, hogy a borsodi iparvidék ivóvízellátását csakis az egész területre kiterjesztett, több víznyerőhelyről táplált, központilag irányított, egységes regionális vízmű létesítésével lehet kielégítően megoldani.

b) Vízbeszerzés

A szükséges vízmennyiség kitermelése elsősorban a felszínközeli víztartó rétegekből lenne a leggazdaságosabb. Kézenfekvő megoldásnak kínálkozna a folyók mentén parti szűrési kutak telepítése. Sajnos azonban erre itt nincs sem a lehetőség. A Sajó mellett a folyó vízének erős szennyezettsége hiúsítja meg ezt a megoldást, a Bódva mentén pedig az a körülmény, hogy a medret a legtöbb helyen vastag vízzáró iszapréteg borítja.

A Sajó völgyét végig kísérő kavicsos üledékek sem mindenütt alkalmasak víznyerésre. Egyrészt ugyanis a folyó szennyezettsége a medertől nagyobb távolságra is érezhető hatását, másrészt a peremek felől beszivárgó vizek kémiai összetétele helyenként igen kedvezőtlen, különösképpen a szénbányák környékén, ahonnan szulfáttal erősen szennyezett víz szivárog a Sajó völgy felé.

Számottevő mennyiségű és minőségi szempontból is megfelelő víz a völgy jobbparti részén, Kazincbarcika Békeváros közelében (a településtől nyugatra) termelhető ki a Sajó menti alluvális képződményekből. Az ide telepített, a völgytengelyre nagyjából merőleges vonalban elhelyezett 8 db kb. 10 m mélységű kútból — 5 kút

együttes próbaszivattyúzásának eredménye szerint — mintegy 3500—6000 m³/nap vízmennyiség várható.

Az említett kútsortól keletre, közelítőleg 1 km távolságra — eredetileg ideiglenes jelleggel — egy kisebb víztermelőtelep létesült, mely 3 db kútból napi 2000 m³ vizet szolgáltat Kazincbarcika lakossága részére. A tervek szerint a két víztermelő telep a jövőben egyesítve lesz. Együttes vízhozamuk a fentiek értelmében kb. 5500—8000 m³/napra becsülhető.

Az előzőekben tárgyalt *Borsodsziraki Vízmű* természetesen szintén be fog kapcsolódni a tervezett vízellátási rendszerbe s annak egyik fő táplálója lesz.

A Borsodsziraki Vízmű 26 db kútja közül egyidejűleg mindeztől legfeljebb 16 db volt üzemeltethető, mert több kútnak a vize a megengedhetőnél lényegesen nagyobb mennyiségű vasat és mangánt tartalmaz. E minőségi hátrány kiküszöbölésére szolgáló vas- és mangántalanító berendezés építése azonban jelenleg már befejezés előtt áll. Ily módon rövidesen lehetővé fog válni, hogy a víztermelésbe valamennyi kút bekapcsoljuk, ami előreláthatóan kb. 1000 m³/nap vízhozamnövekedést fog eredményezni. A termelhető vízmennyiség további növelését vízdúsítással — a Bódva vízének a kutaknál tápláló rétegbe mesterséges úton történő beszivárogtatásával — kívánjuk elérni. A folyamatban levő beszivárogtatási kísérletek eddigi eredményei biztatóak és arra engednek következtetni, hogy a Borsodsziraki Vízműtől várt 7500—8000 m³/nap mennyiségű víztermelés ezzel az eljárással biztosítható lesz.

Megjegyezzük, hogy a vízdúsításhoz szükséges vízmennyiségnek a Bódvából való kivételét a kisvizek időszakában a Rakaca-völgyi tározó vízhozamnövelő hatása teszi majd lehetővé. A tározó tehát az ipari vízigények kielégítésén kívül — közvetve — az ivóvízellátás célját is szolgálja.

A regionális vízmű táplálására fel kívánjuk használni még az edényi bányász lakótelep vízellátása céljából létesített *edényi víztermelő telepet* is. Bár ez a vízmű jelenleg — a szükségletnek megfelelően — csak kb. 500 m³/nap vízmennyiséget szolgáltat, termelése azonban kapacitásának teljes kihasználásával mintegy napi 1000 m³-re növelhető.

A felsorolt víznyerőhelyek vízhozamának a vízigényekkel való egybevetését az alábbi táblázatban adjuk:

4. táblázat
A felszínközeli rétegekből termelhető vízmennyiség és a vízigények összehasonlítása

Megnevezés	1965		1980	
	Átlag	Csúcs	Átlag	Csúcs
	m ³ /nap			
Borsodsziraki (I. sz.) Vízmű termelése	7 500	7 500	7 500	8 000
Kazincbarcika (II. sz.) Vízmű termelése	5 500	5 500	5 500	8 000
Edényi Vízmű termelése	1 000	1 000	1 000	1 000
Összes víztermelés	14 000	14 000	14 000	17 000
Összes vízigény (kerekítve)	18 000	21 000	26 500	31 500
Hiány	4 000	7 000	12 500	14 500

A még hiányzó vízmennyiség a felszínközeli víztartó képződményekből már nem szerezhető be. A nagyobb mélységben fekvő pannon rétegekből a víztermelés nem lenne gazdaságos. Igaz ugyan, hogy a bányaművelés ezeket a rétegeket megcsapolja és igen jelentős mennyiségű vizet emel a felszínre, a bányavíznek ivóvízellátásra való felhasználása azonban közegészségügyi szempontból aggályos. Ettől eltekintve, a szénbányászat csak ott emel ki vizet és csak annyit, ahol és amilyen mennyiségben az a zavartalan szénfejtés érdekében szükséges, vagyis a víztermelés helye és mennyisége a bányaművelés előhaladásával folyamatosan változik. A bányavízre tehát állandó jellegű vízművet telepíteni már csak ezért sem lehet.

Valószínű, hogy nem járna sikerrel a felhagyott bányavágatoknak víznyerésre való felhasználása sem, amint ezt a szendrői vízmű példája bizonyítja. Itt ugyanis az ún. Winter-tárból 2 db kút mélyítették

le Rudabánya ipari és ivóvízellátása céljából. A kutak eleinte 1000 m³/nap vízmennyiséget szolgáltattak, vízhozamuk azonban az utóbbi két év folyamán állandóan csökken, jelenleg már csak kb. 300 m³/nap. Ez a körülmény viszont arra enged következtetni, hogy a mélyebben fekvő vízvezető rétegek lencseszerű képződmények is lehetnek, amelyeknél a kitermelt víz utánpótlására nemigen számíthatunk.

Nem jöhet végül szóba a karsztvizek igénybevétele sem. Bár az ellátandó terület a Bükk és az Aggteleki hegység — két jellegzetes karsztvidék — között fekszik, a számottevő hozamú források nagy távolsága, valamint a nehéz terepviszonyok a csővezeték kiépítését igen költségessé és gazdaságtalanná tennék. A vízellátás céljára egyébként legalkalmasabbnak látszó jósvafői források foglалásának ezenkívül még természetvédelmi szempontból is akadályai vannak, eltekintve attól, hogy ezeknek a forrásoknak a hozama a Bódva kisvizeinek egyik jelentős mennyiségi tényezője.

Az adott viszonyok között tehát egyetlen célra vezető megoldásként valamelyik felszíni vízfolyásból való vízbeszerzés mutatkozik. A Bódvának a Rakaca-völgyi tározóval megnövelt vízhozama lehetővé tenné ugyan a csúcsban 14 500 m³/nap (= 170 l/sec) vízmennyiség kivételét, van azonban egy döntő szempont, mely a Bódvával szemben a *Bán patakot* helyezi előtérbe. Ez pedig az a körülmény, hogy Ózdnak és környékének a vízellátásához szükséges vízmennyiség szintén nem fedezhető a felszín alatti vízkészletből és átlagosan 7700 m³/nap, csúcsidőszakban pedig 10 200 m³/nap vízmennyiséget ugyancsak felszíni vízfolyásból kell igénybe venni.

A kettős probléma legcélszerűbb megoldását a Bán patak vízének a felhasználása adja. Ez a vízfolyás ugyanis mindkét ellátandó területhez aránylag közel van, közepes vízszállítása eléggé jelentős (a tervezett vízkivétel helyén kb. 600 l/sec), amellett a vize az iparvidék többi vízfolyásához viszonyítva a legkevésbé szennyezett.

A patak természetes vízjárása azonban a két vízellátási rendszer részére szükséges átlagosan 12 500 + 7700 = 20 200 m³/nap = 235 l/sec, csúcsban 14 500 + 10 200 = 24 700 m³/nap = 285 l/sec vízmennyiségnek folyamatosan történő kivételére nem nyújt lehetőséget, minthogy vízhozama a kevés csapadékos időszakokban ennél lényegesen kisebb értékre, időnként — tartósan — 30 l/sec-ra is lecsökken. A vízszállítás szélsőségeinek kiegyenlítése, illetve mérséklése céljából tehát — ugyanúgy, mint a Rakacán — itt is *tározót* kell létesíteni.

Tározásra a Bán patak völgyének a Csernely-torlat környéki szakasza mutatkozott a legmegfelelőbbnek, hidrológiai, geológiai, topográfiai és gazdaságossági szempontból egyaránt. Az itteni — az Éleskő gerinc és a *Lázberc* közötti — völgyzórulat alsó (északi) végén elhelyezett mintegy 250 m hosszú és 20 m magas völgyzárógát létesítésével 5,8 millió m³ térfogatú tározó állítható elő, amely az ivóvízellátás céljára szükséges 20 200—24 700 m³/nap vízmennyiség igénybevételét állandóan biztosítja, sőt ezen túlmenően a Sajó kisvízi hozamának — a bánrévei szelvényre vonatkoztatva — 1,10 m³/sec-ra való növelését is lehetővé teszi.

A tározóból kivett vizet a vízellátási rendszerbe történő betáplálása előtt természetesen teljes tisztításnak kell alávetni. Az erre a célra szolgáló *víz tisztító telep* a völgyzárógát közelében fog megépülni. Innen a tisztított víz 2 db 500 mm $\varnothing$ -jú porgettet vasbeton (esetleg 2 db 500 mm $\varnothing$ -jú azbesztcement) csővezetéken keresztül gravitációsan folyik majd le a Vadnán létesítendő átemelő telepre, melynek gépegységei az érkező vízmennyiségből napi 7700—10 200 m³-t Ózd felé, 12 500—14 500 m³-t pedig a Borsodi Regionális Vízmű fogyasztói részére továbbítanak.

c) A regionális vízmű általános elrendezése

A fentiekben ismertetett víztermelő telepek, valamint a vízellátandó települések és ipari üzemek elhelyezkedése a regionális vízmű vezetékhálózatának általános elrendezését egyértelműen megszabja. A vezetékhálózatra a főművekkel együtt az 1. ábra tűnteti fel.

Tekintettel arra, hogy a települések egy része a víznyerőhelyekhez képest lényegesen magasabban fekszik, a vízmű gazdaságos üzeme érdekében három ellátási övezetet kellett kialakítani. A legfelső III. övezethez Rudabánya, a középső II. övezethez Felsőnyárad, Kurityán, Izsófalva, Ormosbánya, Rudolftelep, Alacska és Herbolyabánya tartoznak. A többi fogyasztó a legalsó, I. övezetben helyezkedik el.

A II. övezetbe a szuhakállói és a herbolyai (kazincbarcikai) átemelőtelep, valamint az alacscai nyomásfokozó, a III. övezetbe pedig az ormosbányai átemelőtelep nyomja fel a vizet.

A fogyasztás és a nyomás ingadozásainak kiegyenlítésére szolgáló víztároló medencék fontosabb műszaki adatait az alábbi kimutatás tartalmazza:

Medencék műszaki adatai

5. táblázat

Ellátási övezet	A medence helye	Térfogat	Túlfolyási szint
		m ³	m. A. f.
I.	Berente	2000	187,00
	Kazincbarcika	3000	187,00
	Szuhakálló	1000	187,00
	Edelény	300	186,20
II.	Rudolftelep	200	219,50
	Kurityán	400	219,50
	Ormosbánya	1000	217,00
	Herbolyabánya	200	210,00
III.	Rudabánya	600	300,00
	Összes térfogat	8700	

A medencékben tárolható vízmennyiség az átlagos napi vízigénynek 33%-a, ami a hazai vízellátási gyakorlatban eddig általánosan alkalmazott 25%-os viszony-számhoz képest határozott haladást jelent.

A medencék vízállása — a rudolftelepi és a kurityáni medence kivételével — a hozzájuk legközelebb eső átemelő, illetve víztermelő telepen távjelző berendezés segítségével leolvasható. Az átemelő és víztermelő telepek külön távbeszélő vonalon érintkezhetnek egymással. Ily módon a víztérelés és vízszállítás üzeme a medencék mindenkori teltségi állapotához igazodhatik.

A rudolftelepi és kurityáni medencék nagyobb távolságuk miatt maradnak ki a távjelzési rendszerből. Ezeknél a medencéknél a túlfolyást a vízállás által vezérelt önműködő zárószervezet akadályozza meg.

A regionális vízmű csővezetékeinek anyaga — a nagy nyomás, továbbá a terület jelentős részének alabányszása miatt — általában acél, vagy öntöttvas. Azbesztcement csővekből csupán az alárendeltek jelentőségű vízvezetékek épülnek ott, ahol ezt a nyomásviszonyok lehetővé teszik.

A regionális vízmű vezetékszerkezetének összhossza — az egyes települések belső elosztó hálózatán kívül — kb. 126 km.

d) Tervezés, építés, üzemeltetés

A Borsodi Regionális Vízműre vonatkozó első elgondolást a Mélyépítési Tervező Vállalat által 1954-ben készített tanulmány vetette papírra. Az ennek alapján kidolgozott beruházási programjavaslatot a Minisztertanács 1955-ben hagyta jóvá. A beruházást irányító hatóság az Orsz. Vízügyi Főigazgatóság, mely a tervezéssel, mint generáltervező, a Vízügyi Tervező Irodát bízta meg.

A tervezés 1956. év elején indult meg. Az 1958-ig befejezett tervek túlnyomó részét, mint altervező a Mélyépítési Tervező Vállalat készítette el. 1959 óta a tervezést a Vízügyi Tervező Iroda altervező bevonása nélkül végzi.

A tervezés tárgyát képező beruházás összköltsége 402,5 millió Ft. Ennek jelentős részét — mintegy 150 millió Ft-ot — a két felszíni tározó építése igényeli. A regionális vízmű tervezését megelőzően, más tárcák beruházásaként már megépült, de az egységes vízellátási rendszerbe szervesen bekapcsolódó létesítmények (Borsodszirákai Vízmű és tartozékai, Edelényi Vízmű stb.) további mintegy 55 millió Ft értéket képviselnek.

A tervek a kivitelezést — a beruházási programnak megfelelően — négy ütemben irányozzák elő.

Az építés végrehajtása 1956 nyarán kezdődött. Az I. ütem létesítményeit 1958. július 6-án adták át — ünnepélyes keretek között — üzemeltetésre. Jelenleg a már megépült művek segítségével Kazincbarcika, Szuhakálló, Alberttelep, Mucsony, Rudolftelep, Izsófalva, Ormosbánya, Kurityán, és Felsőnyárad lakossága részesül ivóvízellátásban. A szükséges vízmennyiséget a kazincbarcikai (II. sz.) víztermelő telepen létesült ideiglenes jellegű gépház szivattyúi 5 db kútból termelik és egyelőre — a végleges gépház, valamint a szuhakállói átemelőtelep folyamatban levő építési munkáinak befejeztéig — egylépcsőben szállítják a fentebb felsorolt, két ellátási övezetbe (I. és II-be) eső fogyasztóhelyekre. Ezzel a borsodi iparvidék legelőtöbb ivóvízellátási problémái megnyugtató módon megoldást nyertek és a további munkálatok is tervszerűen haladnak. A kivitel teljes befejezésének előirányzott időpontja 1967 vége.

A f. év végéig beruházott összeg előreláthatóan kb. 146 millió Ft lesz.

A két felszíni tározót a Vízügyi Építő Vállalat, a vízellátási rendszer többi művét (vezetékek, medencék, víztermelő és átemelő telepek) az ÉM Csatorna- és Vízműépítő Vállalat kivitelezte.

A megépült létesítményeket egyelőre a beruházó a Vízügyi Nagylétesítmények Beruházási Igazgatósága üzemelteti. Később azonban külön erre a célra alapítandó vízmű vállalat fogja az üzemeltetés teendőit ellátni. A vízmű központja Kazincbarcikán lesz, ahol az üzemvitellel kapcsolatos irányító és operatív munka összes követelményeinek megfelelő, korszerű vízmű-székház fog épülni.

A fentiekben ismertetett vízellátási rendszer Hazánk első nagyobb területre kiterjedő regionális vízműve lesz.

A tervezőknek tehát úttörő munkát kellett végezniük, korábbi tapasztalatokra nem támaszkodhattak és így az üzemeltetés első időszakában kisebb-nagyobb zökkenők előfordulhatnak. Mégis remélhető, hogy a beruházó, tervező és kivitelező szervek szoros együttműködése és lelkes munkája végső soron meg fogja hozni gyümölcsét: a gazdasági és politikai szempontból egyaránt oly fontos szerepet játszó borsodi iparvidék vízellátásának teljes és sikeres megoldását.

* * *

A cikkben közölt adatokat részint a Mélyépítési Tervező Vállalat és a Vízügyi Tervező Iroda terveiből vettem át, részint pedig az Orsz. Vízügyi Főigazgatóság Vízellátási és Csatornázási Főosztálya részéről Szakvagy Jenő főmérnök bocsátotta rendelkezésemre. Szíves támogatásáért ezúton is köszönetet mondok.

Felhasználtam még Illés Györgynek a Hidrológiai Közlöny 35. évf. 5—6. számában megjelent „A borsodi vízellátási rendszer” című tanulmányát is.

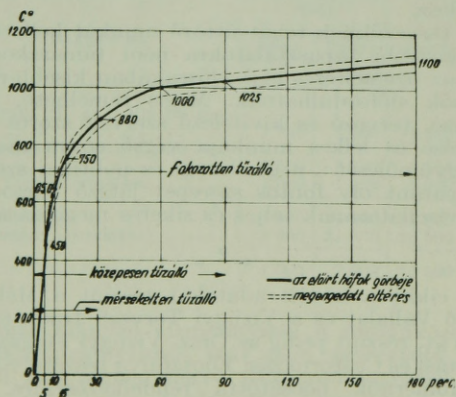
Feszített beton födém szerkezetek tűzállósága

Dr. GYENGŐ TIBOR, Alpár-díjas

A feszített beton födém szerkezetek, ill. födém szerkezeti elemek gyártása hazánkban megkezdődött, és széleskörű alkalmazásuk rövid időn belül várható. E szerkezetek tűzállóságára azonban ez idő szerint nem rendelkezünk kellő hazai tapasztalattal. Épületszerkezetek tűzállóságának vizsgálatára megfelelően felszerelt intézetünk nincs. Feszített beton födém szerkezetek általános alkalmazásához pedig ismernünk kell viselkedésüket tűz hatására, mert — mint köztudomású — e szerkezetek a magas hőmérséklettel szemben általában érzékenyebbek mint a vasbetonszerkezetek. A kellő tapasztalat hiánya néha túlzott aggályokra is vezet az ilyen szerkezetek alkalmazásával szemben. Az MSZ 595 sz. szabvány rendelkezései szerint a feszített beton födém szerkezetek közepesen tűzállónak nem tekinthetők, és ezért lakóházba nem építhetők be.

A kérdés aktualitására tekintettel ezért úgy vélem helyes, ha a feszített beton födém szerkezetek tűz alatti viselkedésével külföldi kísérleti eredmények alapján foglalkozunk, és ezekből igyekszünk képet kapni a feszített beton födém szerkezetek tűzállóságáról. Mindjárt előjáróban meg kell azonban jegyezni, hogy a rendelkezésre álló külföldi kísérletek sem olyan kiterjedtek és átfogóak, hogy azokból annyira egyértelmű és tiszta kép volna nyerhető, mint amilyennel vasbeton szerkezetek tűzállóságára vonatkozóan rendelkezünk. A megfelelően tűzálló feszített beton szerkezetek szerkesztési elvei ezért külföldön sem alakultak ki véglegesen.

Közepesen tűzálló az a szerkezet, amely tervszerinti hasznos terhével terhelt állapotában az 1. ábrán feltüntetett egységes hőfokgörbe szerint alsó felületén 1½ óráig hevítve lángra nem lobban, a vizsgálati idő alatt a tűz és az oltóvíz, ill. ezek együttes hatására rendeltetésszerű szilárdságát és hordképességét megtartja. A tűztől távolabb eső felületének hőfoka a vizsgálati idő alatt nem emelkedik 130 C° fölé. Tűz és oltóvíz hosszabb ideig tartó hatására azonban állapotában és rendeltetésszerű tulajdonságaiban kisebb mértékű változást szenvedhet. Az 1. ábrán feltüntetett egységes hőfokgörbe azonos a DIN szabvány hőfokgörbéjével és közel megegyezik a többi külföldi szabványban előírt hőfokgörbékkel.



1. ábra. Az MSZ 1480 szerinti egységes hőfokgörbe

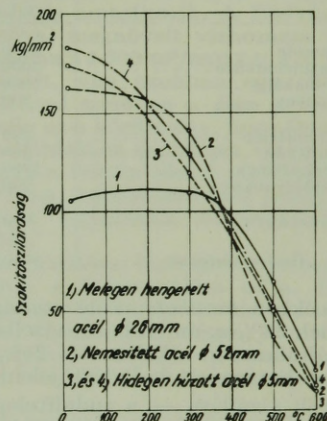
A feszített beton födém szerkezetek érzékenysége magas hőfokokkal szemben az alábbiakból származik:

1. A feszített betonszerkezetek általában kis keresztmetszetűek, és ezért hőkapacitásuk kicsiny.
2. A hidegen húzott nagyszilárdságú acélok magas hőfokra sokkal érzékenyebbek a közönséges betonacéloknál. A feszültség bennük szakítószilárdságukhoz viszonyítva nagyobb mint a közönséges betonacéloknál.
3. A nagyobb szilárdságú betonok is érzékenyebbek a magas hőfokra a kisebb szilárdságú betonoknál.

4. A feszített beton födém szerkezeteket általában kétfázisú tartóként képezik ki, szemben a vasbeton födém szerkezetekkel, melyek gyakran többcímásúak. A szerkezet folytonossága — monolitása — a tűzállóságot kedvezően befolyásolja.

Az említett hátrányokkal szemben a feszített beton födém szerkezetek előnyeként jelentkezik, hogy a feszített acélhuzalok a tartó keresztmetszetében általában jobban szét vannak osztva, mint a vasbeton vasbetétei; erőtan okokból nem kell azokat annyira a keresztmetszet széléhez közel helyezni. Tehát legalább egy részüknek a minimálisnál jóval nagyobb betonfedése van.

A Braunschweigi műegyetem anyagvizsgáló intézetében vizsgálták különböző nagyszilárdságú acélok



2. ábra. Nagyszilárdságú acélok szilárdságcsökkenése magas hőfok hatására

szakítószilárdságának csökkenését a hőfok hatására. E kísérletek eredményeit a 2. ábra mutatja be. Az ábrából világosan kitűnik, hogy a melegen hengerelt acélok a legkevésbé érzékenyek a magas hőfokra. Ezeknél a jelentősebb mértékű szilárdságcsökkenés 400 C° felett kezdődik meg, és a csökkenés mértéke a szobahőmérsékletű acél szilárdságához képest kisebb mint az egyéb nagyszilárdságú acéloknál. Különösen érzékenyek a magas hőfokra a hidegen húzott acélok. Ezeknél a szilárdságcsökkenés már 100 C°-nál megkezdődik. Pedig éppen a hidegen húzott acélok a legáltalánosabban használt acélfajta feszített betonszerkezetekhez. Magyarországon is ezt az acélfajtát használják.

A magas hőfok hatására csökken a nagyszilárdságú acélok rugalmassági modulusa is. Ez pedig feszített beton födém szerkezetekben a feszítőerő csökkenését vonja maga után olyannyira, hogy az előfeszültség egészen el is tűnhet. Az előfeszültség csökkenése a tűzpróbánál a feszített beton födém szerkezetek lehajlásának rohamos növekedésében mutatkozik. Ez a jelenség a törést közvetlenül megelőzi.

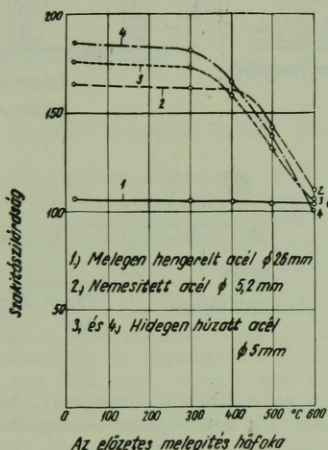
Nagyon fontos a feszített beton födém szerkezeteknél a felhasznált feszített vasbetétek szilárdsági tulajdonságainak ismerete előzetes felmelegítés, majd lehűtés után. A 3. ábra néhány fajta nagyszilárdságú acél szilárdságát mutatja be Dannenberg, Deutschmann és Melchior kísérletei szerint. A szakítóvizsgálatot lehűlés után szobahőmérsékleten végezték el. Az ábrából látható, hogy a nagyszilárdságú acélokat 300—400 C°-ra felmelegítve, és utána lehűtve szilárdságuk lényegesen nem csökken. Ettől kezdve azonban a melegen hengerelt acélok kivételével szilárdságukból jelentős mértékben veszítenek és kb. 600 C°-os előzetes felmelegítés után szilárdságuk az eredeti értékének mintegy felére csökken le.

Hasonló eredményeket adtak a nagyszilárdságú acélokra az angol kísérletek is. Ashton továbbá Day, Jenkinson és Smith szerint nagyszilárdságú huzalokkal

feszített szerkezeti elemeknél akkor kell a szerkezet tönkremenetelével számolni, ha a huzalok hőfoka $400\text{ }^{\circ}\text{C}$ fölé, vasbetonszerkezeteknél csak akkor, ha a vasbetetek hőfoka $500\text{--}550\text{ }^{\circ}\text{C}$ fölé emelkedik.

A nagyszilárdságú acéloknak ezek az ismertetett tulajdonságai is világosan rámutatnak arra, hogy milyen fontos volna nálunk is a melegen hengerelt nagyszilárdságú acélhuzalok gyártása. Minden olyan építményben, mely tűzveszélynek nagyobb mértékben ki van téve, feszített beton födém szerkezetek készítéséhez csak melegen hengerelt nagyszilárdságú acélt volna szabad használni.

A nagyszilárdságú beton viselkedésére magas hőfokon sajnos még kevés adat áll rendelkezésre, és ezek is részben egymásnak ellentmondóak. Az ismert kevés adatból azonban látható, hogy a betonnál is — hasonlóan más építőanyagokhoz — a szilárdság növekedésével annak tűzállósági tulajdonságai rosszabbodnak. A hőfok emelkedésével jelentősebb szilárdságcsökkenéssel és a rugalmassági modulusnak nagyobb mértékű kisebbedésével kell számolni, mint kisebb szilárdságú betonnál. Angol kísérletek szerint nagyszilárdságú kvarckavics adalékanyagú, portlandcementtel készült betonoknál $400\text{ }^{\circ}\text{C}$ -on a beton szilárdságának 25% -os, $600\text{ }^{\circ}\text{C}$ -on pedig 50% -os csökkenésével kell számolni. A rugalmassági modulus százalékos csökkenése még sokkal nagyobb is lehet mint a szilárdságé. Prof. Kluznak a Varsói műegyetemen kis keresztmetszetű elő-

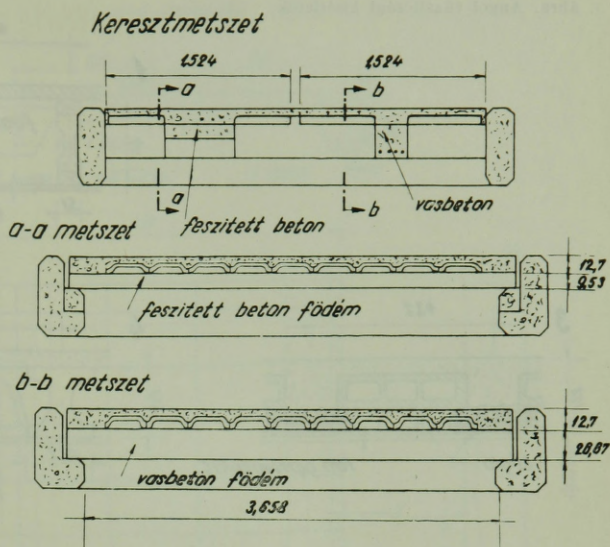


3. ábra. Nagyszilárdságú acélok szilárdságcsökkenése előzetes felmelegítés, majd lehűtés után

refeszített beton gerendákkal végzett kísérletei szerint a betont $500\text{ }^{\circ}\text{C}$ -ra melegítve és négy óra hosszatt ezen a hőfokon tartva rugalmassági modulusa eredeti értékének $1/20$ -ára is lecsökkent. A betont szobahőmérsékletre lehűtve a rugalmassági modulusa eredeti értékének 60% -át nyerte ismét vissza. Ez az említett kísérleti adat nem tekinthető általánosnak, de a rugalmassági modulus kisebbedése jelentős, ha nem is minden esetben ilyen mértékű. Kvarc adalékanyagú betonok erős minőségromlását a kvarcnak magas hőfokon végbemenő átalakulása okozza. Bazalt adalékanyagú beton a magas hőfokot jobban bírja.

Az acél és a beton magas hőfokon bekövetkező minőségváltozásainak ismeretében foglalkozunk a födém szerkezeti elemekkel, ill. födémfajtákkal végrehajtott külföldi tűzállósági kísérletekkel. Elsőként az angliai kísérleteket kell megemlíteni, mint a legkiterjedtebbeket és a födém szerkezetek viselkedésére legtöbb adatot szolgáltatókat. A kísérleteket a Fire Research Station-ben Boreham Wood-ban végezték és azokat 1949-ben kezdték meg. A kísérletsorozat még nincs lezárva.

Az első kísérleteknél T-keresztmetszetű feszített beton és vasbeton födémeket vizsgáltak úgy, hogy a $3,13 \times 3,66$ m területű kísérleti födémfelületet egymás mellé helyeztek két T-keresztmetszetű tartóból képezték ki, melyek közül az egyik feszített beton, a másik vasbeton volt. A kísérletnek ilyen elrendezése jó összehasonlítási alapot adott a kétféle szerkezetre. A tartók



4. ábra. Angol tűzállósági kísérletek

bordái előregyártottak voltak és lemezüket helyszíni betonból készítették. A kísérleti födém elrendezését a 4. ábra tünteti fel. A feszített beton tartó 126 szál huzallal volt vasalva, melyek tapadás révén horgonyozódtak le a betonban. A huzalok szakítószilárdsága $20\,450\text{ kg/cm}^2$ és a $0,1\%$ -os maradé nyúlási határa $18\,600\text{ kg/cm}^2$ volt. A huzalokat $11\,800\text{ kg/cm}^2$ -re feszítették meg. A vasbeton födém borda vasalása 4 db $\varnothing 22,2$ mm-es folytacélból állott. A beton kockaszilárdsága $300\text{--}475\text{ kg/cm}^2$ között ingadozott.

A feszített beton huzaljainak betontakarása $3,81$ cm volt, mely az első és harmadik kísérleti födémnél $2,54$ cm kavicsbetonból és arra ráhordott $1,27$ cm vastag téglatörmelék betonból állott; a második födémnél a $3,81$ cm vastag betontakarás kavicsbeton volt. A vasbeton födémrel két kísérletet végeztek. Az elsőnél a vasbetétek betontakarása $2,54$ cm, a másodiknál $3,81$ cm vastag kavicsbeton réteg volt.

A tűzpróba alatt a födémeket a terv szerinti hasznos teher másfélszeresével terheltek. A födémeket alsó felületükön $1/2$ óráig $843\text{ }^{\circ}\text{C}$, ill. 1 óráig $927\text{ }^{\circ}\text{C}$ hevítésnek tették ki. A tűzpróba után 19 napig figyelték a födémek alakváltozását. A kísérlet főbb eredményei a következőkben foglalhatók össze:

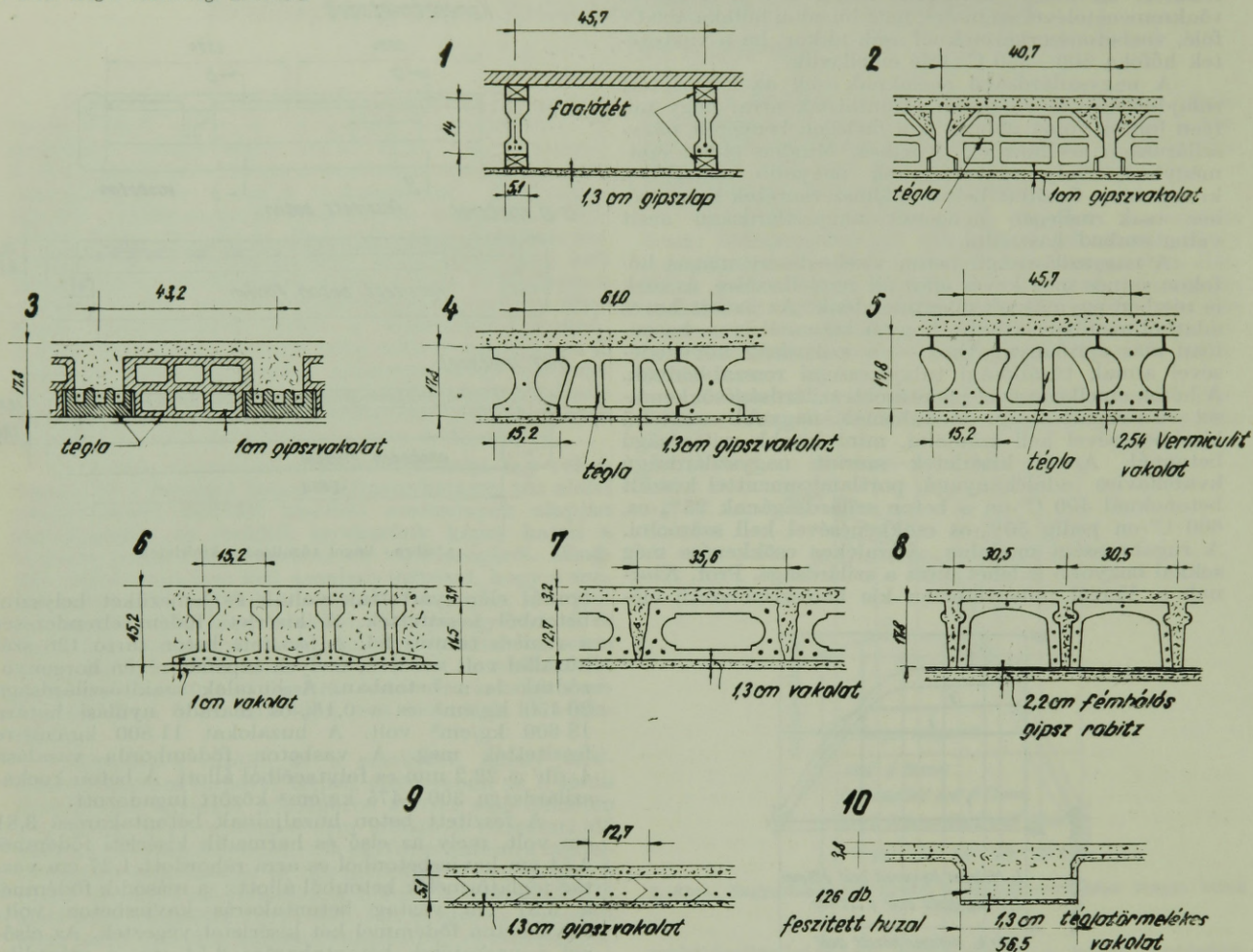
1. A $3,81$ cm-es betontakarású feszített beton és a $2,54$ cm-es betontakarású vasbetonfödém a $1/2$ óráig tűzpróba alatt azonosan viselkedett, a feszített födém lehajlásai a födém kihülésével megszűntek. Ez azt jelenti, hogy a feszítőerő a huzalokban nem csökkent. A maradék alakváltozás 6 nap után kb. $1/2000$ -et tett ki.

2. A $3,81$ cm-es betontakarású vasbeton födémnek maradék alakváltozása az 1 óráig tűzpróba alatt csak kevéssel volt nagyobb mint a $1/2$ óráig tűzpróbánál. Ezzel szemben a feszített beton födém sokkal nagyobb alakváltozást szenvedett. A teljes alakváltozás elérte az $1/133$ -ot, és a maradék alakváltozás 6 nap után $1/206$ -od volt. Ennek oka a huzalok előfeszültségének csökkenése volt.

3. A betontakarásnak részben téglatörmelékkel való készítése csak jelentéktelenül javította a födémek viselkedését azzal a födémrel szemben, amelynek betontakarása tisztán kavicsbetonból készült.

A kísérleteket az 5. ábrán látható különböző, gyakorlati födém típusokon folytatták. A tűzpróbát az 1. ábrán bemutatott hőfokgörbével csaknem azonos hőfokgörbe szerint végezték. A hőmérséklet 4 óráig tüzelés után $1150\text{ }^{\circ}\text{C}$ -ot ért el. A födémeknek a tűzpróba alatti viselkedését az 576. oldalon levő táblázat foglalja össze.

Az 1 jelű födém mindaddig jól viselkedett, ameddig a rabitzálmennyezet le nem esett. Ezután a födém hirtelen ment tönkre, mert a feszített beton tartók nagyon kis keresztmetszeti méretei miatt a feszített huzalok nem voltak kellően védve.



A 2 típusú födém a tűzzel szemben sokkal ellentállóbb volt, bár feszített tartói azonosak voltak az 1 födémével, de sokkal jobban voltak a tüztől megvédve. Az alsó felületre hordott gipsz vakolat jól tapadt a betétestek és a feszített tartók felületéhez, és a tapadást fokozta a tartók és a betétestek közötti hornyokba bekapaszkodó vakolat. Oldalról a betétestek képezték a védelmet. A gipszvakolat sokáig nem vált le a szerkezetéről, és ezáltal gátolta a feszített tartó alsó betonrétegeinek lepattogzását.

A 3 födém, az ismert Stahlton födém, kedvezőtlenebbnél viselkedett a 2 födémnél, mert a gipszvakolat rosszabbul tapadt az alsó felülethez és hamarabb kezdődött meg a szerkezeti elemek alsó rétegeinek lepattogzása.

Ezzel szemben legalább közepesen tűzállónak bizonyultak a 4 és 5 jelű födémek. Ezeknél a feszített huzaloknak tökéletes védelmet nyújtott a feszített tartó nagyobb keresztmetszete, melybe a huzalok jól be voltak ágyazva, a betétestek és az alsó felületre jól tapadó gipszvakolat. A védelmet csak fokozta az 5 födém alján alkalmazott Vermiculit vakolat, mely nagyon jó hőszigetelést biztosított.

Nem bizonyultak megfelelőnek a 6 és a 7 födém-típusok, melyeknél a közönséges vakolat leválásával a feszített huzalok védelme elégtelenné vált, és a vékony betontakarás lepattogzott.

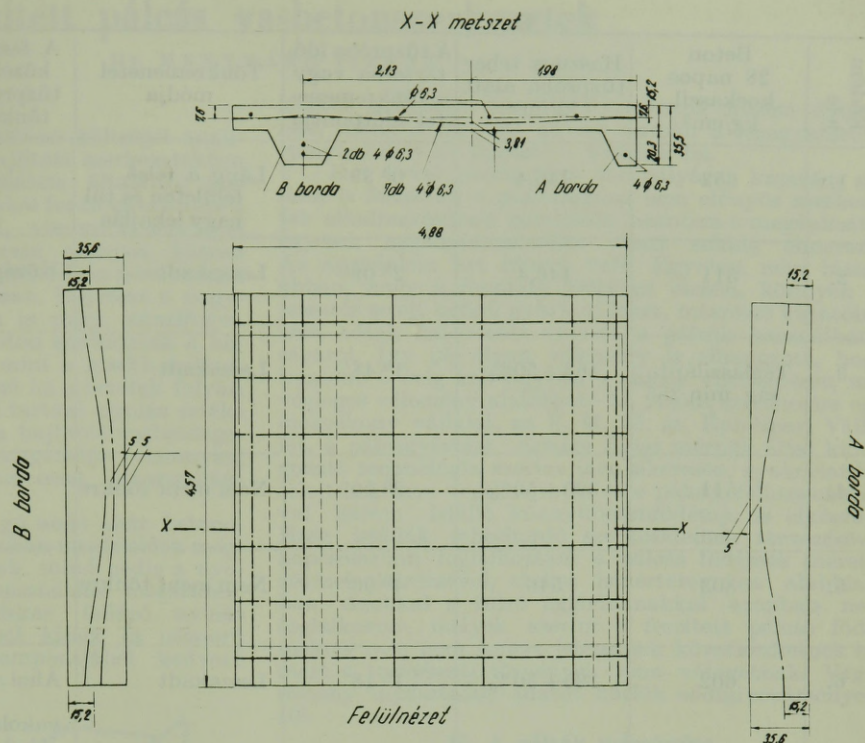
A 8 födém-típusnál a gipsz álmennyezetet fém rabitzhálóból készült. A rabitzháló a gipsz álmennyezetet jól kötötte a tartókhoz, az nem esett le, és ezzel a tűz ellen jó védelmet biztosított. Ha az álmennyezetet nem készítik fémhálóból, ez a födém-típus sem bizonyult volna jobbnak az 1 típusú födémnél.

A 9 típusú födémnél a gipsz vakolat hamar levált,

és a beton oly mértékben lepattogzott, hogy a födém kilukadt. A huzalok betontakarása a pallókban 0,5 cm volt.

A 10 típusú födémnél a feszített beton tartórész három oldalról közvetlenül ki volt téve a tűz hatásának. Ennek ellenére a födém nem ment tönkre, mert a feszített betontartó nagy keresztmetszetű volt, amelyben a több sorban elhelyezett feszített huzalok jól védettek voltak. A födém 2 órás tűz hatása alatt sem ment tönkre. Ezzel szemben felső felületének hőmérséklete már 1^h 17'-ig tartó tűz után a szabványban előírt hőfoknál jobban melegeedett fel a lemezrészek kis tömege miatt.

Prof Troxell a Kaliforniai műegyetemen kísérletet végzett feszített bordáslemezzel. A kísérlet célja a feszített huzalok szükséges betontakarásának megállapítása volt. A kísérleti födém utófeszített volt, és a kábelcsatornákat utólag nem injektálták ki. A kísérleti lemezt a 6. ábra mutatja be. A lemez a kisebb keresztmetszetű A jelű szélső és a nagyobb keresztmetszetű B jelű közbenső bordán feküdt fel, mely utóbbin konzolosan túlnyúlt. A lemez a bordákra merőlegesen, ívesen vezetett egyenkint 4 db $\varnothing$ 6,3 mm-es feszített huzalból álló kábelekkkel volt vasalva, melyekre merőlegesen a lemez középmagasságában egyenesen vezetett $\varnothing$ 6,3-es feszített huzalok haladtak. Az íves huzalok legalsó pontjának betontakarása a lemez közepén 3,81 cm volt. Az A bordát egy, a B jelűt egymás felett haladó két egyenkint 4 db $\varnothing$ 6,3 mm-es feszített huzalból álló kábellel vasalták. A borda-kábelek legkisebb betontakarása a nyílás közepén 5 cm volt, illetve a közbenső borda felső kábelénél 10 cm. Az alkalmazott hidegen húzott acél 18 000 kg/cm² szakítószilárdságú volt, 0,2%-os maradé nyúlási határa 15 700 kg/cm². A beton kvare homokoskavicsból készült és kocka-



szilárdsága a kísérlet végrehajtásakor 330 kg/cm^2 -nek felelt meg.

A lemez alsó felületét négy óráig fűtötték úgy, hogy a negyedik óra végén a hőmérséklet a lemez alsó síkján az amerikai szabványos hőfokgörbe szerint kb. 1150°C volt. Kísérlet közben a beton és a feszített acélbetétek hőmérsékletét több helyen termoelemekkel mérték. A lemezen a tűzpróba tartama alatt 366 kg/m^2 hasznos teher volt.

A szerkezet a leírt szigorú tűzpróba alatt komoly kárt nem szenvedett. A legnagyobb lehajlás a lemez közepén $9,01 \text{ cm}$ volt, mely $4,44 \text{ cm}$ -re csökkent mire a kísérlet után a szerkezet lehűlt. A hasznos teher eltávolítása után a maradé lehajlás $3,8 \text{ cm}$ volt. A szerkezet komoly sérülést nem szenvedett, mindössze a bordák alsó felületén, elsősorban az éleknél voltak beton lepattogzások észlelhetők, melyek kb. $2,5 \text{ cm}$ mélyek voltak. A lemezben repedések keletkeztek, melyek a szerkezet lehűlésével és tehermentesítésével összeesükhettek.

A szerkezet viszonylag kis lehajlása és ennek is a csökkenése a szerkezet lehűlésével, valamint a repedések záródása azt igazolták, hogy az olyan feszített betonszerkezetnél, melyet csak alsó felületén ér közvetlenül a nagy hőhatás, a feszített betéteknek minimálisan mintegy $3,5 \text{ cm}$ vastag betontakarása biztosítja a szerkezet közepesen tűzállóságát. A bordáknál, melyeket kettő, ill. három oldalról ért közvetlenül a hőhatás, az 5 cm -es betontakarás teljesen kielégítőnek bizonyult. A feszített vasbetétek kellően védettek voltak a túlzott felmelegedéstől, és azokban a feszültség a kísérlet után is jelentős mértékben megmaradt. A feszített vasbetétek hőfoka általában nem emelkedett a kritikus $400\text{--}450^\circ\text{C}$ fölé.

Ezeket a kísérleti eredményeket alátámasztják a hollandiai Heerlen városában egy raktárárpület építésével kapcsolatosan végzett tűzállósági kísérletek. E kísérletekben $11,6 \text{ m}$ feszítavolságú I-szelvényű, a terv szerinti hasznos teherrel terhelt gerendát vizsgáltak úgy, hogy a gerendának alsó- és két oldalfelülete volt a hőhatásnak közvetlenül kitéve. E kísérletek is azt igazolták, hogy az 5 cm -es betonfedés elegendő biztosítékot nyújt a vasbetétek felmelegedése ellen. A feszített betétek hőfoka a $4,5$ óráig tartó 860°C legmagasabb hőmérséklet hatására sem melegedett 300°C fölé. A tartó utófeszített volt, és a vasbetétek esatornáit gondosan kiinjektálták.

Feszített betonfödémek tűzállósága szempontjából jelentős a födém viselkedése a tűzpróba kezdetén, amikor a födémnek tűzfelőli felülete hirtelen melegszik fel, és a födémben nagy a hőmérsékletkülönbség. Ez a kísérleti szakasz a legveszedelmesebb a beton lepattogzására. A beton lepattogzását pedig a feszített beton födém szerkezet tűzállósága szempontjából meg kell akadályozni, vagy legalább a lepattogzás kezdetét időben ki kell tolni, mert amint azt az angol kísérletek kimutatták a födém tűzállósága elsősorban attól függ, hogy a feszített vasbetétek betontakarása ép marad-e, vagy lepattogzik-e. A lepattogzás a födém gyors tönkremenetelét okozza.

A lepattogzás okát ezideig egyértelműen tisztázni nem sikerült. Legkevésbé látszik valószínűnek, hogy a lerepedést a felmelegedett vasbetétek repesztő hatása okozza, mert a lepattogzás a beton külső felületéről indul ki vékony rétegekben és e rétegek lerepedése lassan halad befelé a vasbetétekig, ahol megszűnik. Valószínűbb oka a lepattogzásnak az, hogy a betonban levő víz kiterjedése repesztí le a betont. Minél tömörebb a beton, annál kisebb a bezárt vízzárványok kiterjedési lehetősége, és annál nagyobb a repesztő hatása.

A beton lepattogzását elősegítheti az a körülmény, hogy feszített födém szerkezetek tűz felőli oldalán a beton nyomott. E nyomófeszültségeket a hőmérséklet-emelkedés okozta tágulás még jelentősen növeli. Ezt a feltevést alátámasztja — bár egyértelműen bizonyítottak nem tekinthető — hogy nyomott vasbeton oszlopok élei tűz hatására hamarabb pattogzanak le, mint hajlított tartók bordáinak alsó élei. Ennek megfelelően tehát egy terhelt feszített beton födém szerkezet tűzállóbb a terheletlennél, mert előbbi esetben a húzott övben az előfeszültségből származó nyomófeszültségek kisebbek, esetleg a betonban nincs is nyomás. Az angol kísérleteknél egyes esetekben észlelték is olyan jelenséget, hogy a feszített beton födém szerkezet hamarabb ment tönkre részleges, mint teljes terhelés alatt.

Összefoglalás

A különböző országokban, különböző körülmények között végrehajtott kísérletek igazolják azt a feltevést, hogy feszített beton födém szerkezetek a magas hőfokra érzékenyebbek a vasbetonszerkezeteknél, és általában azoknál kevésbé tűzállóak. Nem igazolják azonban azt

Födém jele	Beton 28 napos kockaszil. kg/cm ²	Hasznos teher tűzpróba alatt kg/m ²	A tűzpróba időtartama vagy a tönkremenetel időtpontja	Tönkremenetel módja	A feszített huzalok közelítő hőfoka a tűzpróba végén, ill. tönkremenetelkor	Lehajlás a nyílás közepén cm
1.	652	146,4	0 ^h 39'	Láng a felső felületen és túl nagy lehajlás		
2.	511	146,4	2 ^h 09'	Leszakadt	Középső huzalban 300 C°	30' múlva 3,2 1 ^h múlva 6,1 2 ^h múlva 12,2
3.	Téglaszilárd-ság min 255	463 + 50 %	1 ^h 48'	Leszakadt		30' múlva 1,0 1 ^h múlva 1,8 1 ^h 30' múlva 2,5 1 ^h 45' múlva 7,6
4.	511	390 + 50 %	2 ^h 00'	Nem ment tönkre		30' múlva 1,7 1 ^h múlva 3,0 2 ^h múlva 6,2
5.	803	546	4 ^h 06'	Nem ment tönkre		1 ^h múlva 0,9 2 ^h múlva 1,1 4 ^h múlva 1,8
6.	602	195 + 50 %	1 ^h 18'	Leszakadt	Ahol a vakolat levált 700 C° vakolat által védett helyen 475 C°	30' múlva 6,1 1 ^h múlva 11,7 1 ^h 15' múlva 16,8
7.	511	317 + 50 %	1 ^h 28'	Leszakadt	380 C°	30' múlva 2,3 1 ^h múlva 6,3 1 ^h 20' múlva 10,4
8.	584	1581	4 ^h 00'	Nem ment tönkre	4 ^h múlva átlagosan 400 C°	2 ^h múlva 1,8 4 ^h múlva 6,8 5 ^h 30' múlva 8,9
9.	474	220 + 50 %	0 ^h 54'	Kilyukadt		15' múlva 0,4
10.		488 + 50 %	1 ^h 17'	A felső felület a megengedettnél jobban felmelegedett (2 ^h múlva sem ment tönkre)		30' múlva 5,8 1 ^h múlva 9,9 2 ^h múlva 17,2 24 ^h múlva 18,3

a túlzottan óvatos felfogást, és így a magyar tűzállósági előírásokat (MSZ 595) sem, hogy feszített beton födém szerkezetek nem lehetnek közepesen tűzállók.

Az ismertetett kísérletek szerint számos olyan feszített beton födém szerkezet van, ill a födém szerkezet többféle módon kiképezhető úgy, hogy azok biztonsággal megfelelnek a közepesen tűzálló minőségnek. A kísérletek alapján közepesen tűzállónak fogadhatók el:

1. A feszített beton gerendákból közéjük helyezett belétestekkel kiképzett alul sík födémek, ha a mennyezetvakolat jól tapad a födémhez, és a feszített vasbetétek minimális betontakarása a vakolatot is beleszámítva legalább 3,5 cm.

2. Az alul sík feszített beton panelfödémek, ha a feszített vasbetétek betontakarása mindenütt legalább 3,5 cm. Ebbe a betontakarásba beszámítható a mennyezetvakolat is, ha az fém rabitzhálóval, vagy más megfelelő tapadást biztosító módon készül, ami a vakolat lehullását akadályozza, vagy késlelteti.

3. Bármely feszített beton födém — alulbordás is — ha a feszített vasbetétek minimális betontakarása 3,5 cm, de a feszített vasbetétek legalább kétharmad részének minimálisan 5 cm-es betontakarása van.

4. Az alulbordás feszített beton födémek, ha a födém álmennyezettel alul síkká tett, és ez az álmennyezet olyan kiképzésű — pl. fém rabitzhálóval kiképzett

gipsz vakolat, vagy vashálóval készített könnyűbeton lemez — amely a tűz hatására a födémről nem válik le, és ezáltal gátolja, hogy a feszített beton szerkezeti részek oldalról is a tűz közvetlen hatásának ki legyenek téve. A feszített vasbetétek betontakarása az álmennyezet alsó síkjától mérve legalább 3,5 cm.

Tűzveszélynek fokozottan kitett épületek esetében megkövetelhető volna, hogy a feszített vasbetétek melegen hengerelt nagyszilárdságú acélból készüljenek, és a betonhoz bazalt zúzalékot használjanak.

FELHASZNÁLT IRODALOM

- Dr.-Ing. habil. W. Herberg*: Spannbetonbau Teil I. 114—120 old. B. G. Teubner Verlagsgesellschaft, Leipzig, 1956.
A. W. Hill és L. A. Ashton: The Fire Resistance of Prestressed Concrete. Civil Engineering 1957 novemberi szám.
 MSZ 595-58. Építési anyagok, épületszerkezetek és épületek tűzállósági értékelése.
 MSZ 14800-58. Építési anyagok és épületszerkezetek tűzállósági fokának vizsgálata.
Th. Kluz: The Fire-Resistance of Prestressed Concrete. Concrete and Construction Engineering 1959 júliusi szám.
G. E. Trozell: Fire Resistance of a Prestressed Concrete Floor Panel. Journal of the American Concrete Institute 1959. augusztusi szám.
Dr. Ing. habil. Th. Kristen és Dr. Ing. H. J. Wierig: Der Einfluss hoher Temperaturen auf Bauteile aus Spannbeton. Der Bauingenieur 1960 januári szám.
M. F. Day, E. A. Jenkinson és A. I. Smith: Effect of Elevated Temperatures on High-Tensile-Steel Wires for Prestressed Concrete. The Institution of Civil Engineers, Proceedings 1960 májusi szám.

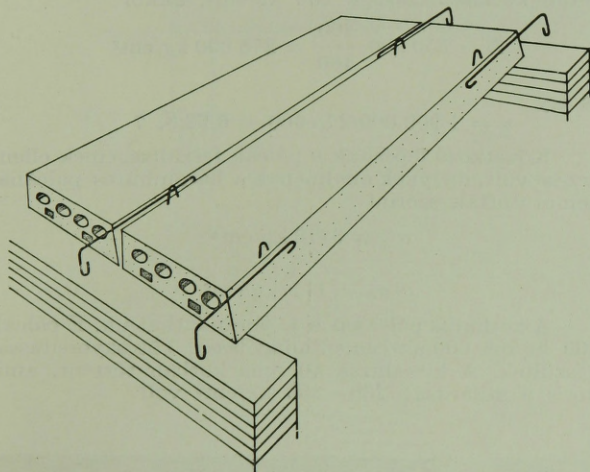
Feszített pálcás vasbetonszerkezetek

Dr. MENYHÁRD ISTVÁN

I. Bevezetés

Ha vasbetonszerkezetek előállításí költségét analizáljuk, azt tapasztaljuk, hogy hajlított szerkezetekben nagyobb szilárdságú acélok használata általában gazdaságos, mert a vasigény nagyjából fordítva arányos a szilárdsággal, ill. folyási határral, viszont a betonacél ára a szilárdsággal nem egyenesen arányos, hanem csak lassan nő. A vasbetétek szilárdság-növelésének azonban két körülmény határt szab. Egyrészt a nagyszilárdságú betét folyási nyúlása is nagy, ennél fogva az ilyen betétekkel szerelt vasbeton szerkezetek a határállapotban repedezettebbek, mint a kisebb szilárdságú betétekkel szereltek, másrészt ha a betétek folyási nyúlása, ill. a határfeszültséghez tartozó nyúlás értéke nagy, akkor a határállapotban a hajlított vasbetongerenda nyomott övének relatív magassága viszonylag kicsiny, és így a betonkeresztmetszet kihasználása kedvezőtlen.

Ha azonban a nagyszilárdságú acélt akár betonozás előtt, akár a szilárdult betonban megfelelően megfeszítjük, akkor mind a repedések, mind pedig a nyomott betonöv kedvezőtlen kihasználása megszűnik, mert a vasbetétekben a feszítéskor fellépő nyúlás nagyrésze a szerkezet erőjátékából kiesik és célszerű feszítéssel a beton repedések szempontjából kedvező saját feszültségeket kaphat.



1. ábra

Nagyszilárdságú acélokat azonban nemcsak normális feszített szerkezetekben alkalmazhatunk gazdaságosan, hanem ún. feszített pálcás szerkezetekben — födémekben, gerendákban — is. Ezeknél a szerkezeteknél kis keresztmetszetű (25—40 cm²) feszített betonhasábokat — pálcákat — készítenek és ezeket használják „vasalásul” gyengébb minőségű vagy könnyűbetonokban. Egy feszített pálcás előregyártott födém elem axonometrikus rajzát az 1. ábrán láthatjuk, egy monolitikus lemezfödém szerkezetét pedig a 2. ábra tünteti fel.

A feszített pálcás szerkezetek tehát az ismert kombinált feszített szerkezetek csoportjába tartoznak, és azok közül a legegyszerűbbek. Míg ugyanis a megszokott kombinált feszített szerkezetek feszített részei (pl. egy hídpálya lemez pallói) rendszerint a zsaluzat szerepét is betöltik, tehát előterhelést kapnak és meg-

lehetős bonyolult feszültség-viszonyok között dolgoznak, addig a feszített pálcák csupán a legegyszerűbb igénybevételt — húzást — vesznek fel.

Két évvel ezelőtt egy tervpályázat kapcsán nálunk is felmerült e gazdaságilag igen előnyös szerkezetek alkalmazásának gondolata, azonban a megvalósítás egyesek aggodalmaskodása miatt sokáig elmaradt. Az aggodalom két irányú volt. Egyrészt nem bíztak abban, hogy a feszített pálcákat olcsón, könnyen és jelentős selejt nélkül gyártani lehet, másrészt kutatóink nem adtak határozott választ a pálcák használhatóságáról. Így pl. olyan vélemény is elhangzott, hogy legalább 5 évig kell figyelni a pálcák viselkedését, míg végleges vélemény alakítható ki. Azóta szerencsére egy mozgékony vállalat, az É. M. 26. sz. Építőipari Vállalat, a pálcagyártást *Semsey Lajos* mérnök által kidolgozott technológia szerint igen sikeresen, gyakorlatilag selejtmentesen végrehajtotta és e pálcák felhasználásával három istálló könnyűbetonfödémje is elkészült. Ezen istállók teherhordó szerkezeiteinek tervezésével kapcsolatban foglalkoztam a pálcás födémek méretezésének kérdésével, ezeket ismertetem az alábbiakban. Azokkal a túlzó aggodalmakkal azonban nem foglalkozom, melyek szerint a feszített pálcás födémeknél még nem ismert jelenségek következhetnek be, mert a természeti törvények nem válogatnak. Végül néhány tapasztalati adatot közlök eddigi eredményekről.

II. A pálcák méretezése

A feszített pálcás vasbeton szerkezetek erőtani viselkedés szempontjából a közönséges vasbeton szerkezetekhez hasonlítanak, mert a feszített pálcák nyúlása a folyásig, illetve határfeszültségig, mint látni fogjuk, kb. azonos a rendszerint használt nagyobb szilárdságú betonacélok (50—35 Bm, 60—42 Bm, 75—50 Bm) folyási nyúlásával, a pálcán kívüli beton, könnyűbeton pedig nincs feszítve. A hurok szükséges rozsdavédelmért a pálcá tömör és szilárd betonja végzi.

Mint hogy a feszített pálcás hajlított szerkezetek erőtani viselkedése hasonló a közönséges vasbeton szerkezetekéhez, a keresztmetszetek méretezése is hasonló ahhoz. Így tehát feltételezzük, hogy a határállapotukban a beton húzott zónája megrepedt — még a pálcá betonja is — és az összes húzóerőt az acélhurok veszik fel, miközben bennük a határfeszültség keletkezik, a nyomott betonzóna feszültség megoszlása egyenletes és a betonfeszültség szintén a határfeszültség.

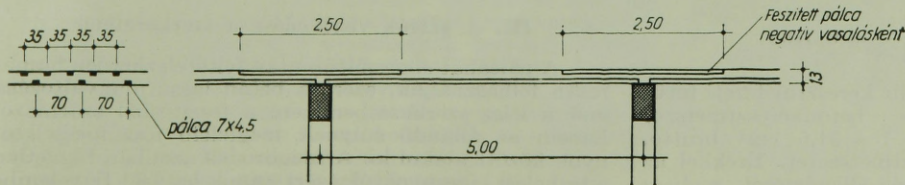
A pálcákat gazdasági okokból célszerű a legkisebb keresztmetszettel készíteni. A legkisebb keresztmetszeti méreteket a feszítő erő ráengedésekor fellépő feszültségek szabják meg, mert ekkor lép fel a betonban a legnagyobb nyomófeszültség és ekkor még a beton szilárdsága sem érte el végszilárdságát. A feszítőerő ráengedésekor az acélhurok kúszása már lejátszódottnak tekinthető, tehát a hurok előfeszültsége a kúszásból származó feszültségcsökkenéssel csökken. A kúszásból származó feszültségcsökkenés az ÉTI kísérletei szerint a magyar 150—50 KB huzal esetén

$$\Delta\sigma_{e0} = 1230 \frac{\sigma_{e0}/\sigma_{sz} - 0,19}{1,35 - \sigma_{e0}/\sigma_{sz}}$$

ahol σ_{sz} a huzal szakítószilárdsága.

A feszültségcsökkenés fél értékű, ha a 10%-kal növelt előfeszítő erőt a lehorgonyzás előtt 10 percig a pálcán működtetjük.

Az említett 15 000 kg/cm² szakítószilárdságú 5 mm átmérőjű acélhuzalok $\sigma_{e0} = \sigma_H = 10\,500$



2. ábra

kg/cm² előfeszültsége tehát

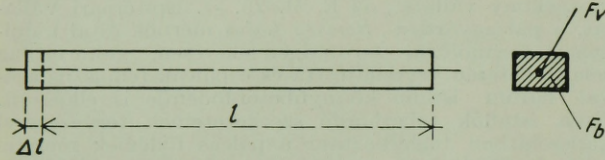
$$\Delta\sigma_{eo} = 1230 \frac{0,7 - 0,19}{1,35 - 0,7} = 960 \text{ kg/cm}^2\text{-rel}$$

esik a kúszás következtében.

Ugyanez a feszültségesés fél értékű, tehát 480 kg/cm² ha a vasbetéteket az említett módon előnyújtják.

Most vizsgáljuk meg mekkora a beton és az acélbetétek feszültsége a huzalok eleresztésekor. Ha az acélhuzalok feszültsége a feszítő erő ráengedésekor $\sigma_e = \sigma_{eo} - \Delta\sigma_{eo}$, akkor a feszített pálcá egyensúlyát kifejező statikai egyenlet az alakváltozás bekövetkezése után

$$(\sigma_e - \Delta\sigma_e) F_v = \sigma_b F_b \text{ ill. } \sigma_b = (\sigma_e - \Delta\sigma_e) \mu$$



3. ábra

ahol $\Delta\sigma_e$ a rugalmas alakváltozás bekövetkeztekor az acélhuzalokban fellépő feszültségcsökkenés, $\mu = F_v/F_b$ pedig a hurok keresztmetszetének viszonylagos mennyisége.

Az alakváltozások egyenlőségét (3. ábra) a

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{\Delta\sigma_e}{E_v} = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

ill. $\Delta\sigma_e = n\sigma_b$ egyenlet fejezi ki, ahol $n = E_v/E_b$

E két egyenletből

$$\Delta\sigma_e = \sigma_e \frac{\mu n}{1 + \mu n} \quad (1)$$

$$\sigma_b = \Delta\sigma_e/n \quad (2)$$

$$\mu = \frac{\sigma_b}{\sigma_e - n\sigma_b} \quad (3)$$

képletek nyerhetők.

a) E képletek segítségével olyan B 400 anyagú vasbeton pálcát terveztünk, melyben 3 db 5 mm átmérőjű feszített acélhúr van. A magyar előírások szerint a B 400-as beton esetében a kockaszilárdság 80%-ának elérésekor a határfeszültség teljesen kihasználható. Válasszuk a kizsaluzási szilárdságot $K = 300 \text{ kg/cm}^2$ -nek (75%). Ilyenkor a határfeszültséget arányosan leszállítjuk, tehát

$$\sigma'_{bH} = \frac{75}{80} \cdot 190 = 178 \text{ kg/cm}^2$$

a beton rugalmassági modulusa pedig

$$E_b = 550\,000 \cdot \frac{K}{K + 200} = 330\,000 \text{ kg/cm}^2$$

és

$$n = 1\,900\,000/330\,000 = 5,76$$

Feltételezzük, hogy a vasbetéteket 10 500 kg/cm² feszültséggel feszítjük elő, és a túlhúzás következtében a feszültségcsökkenés, mint előbb számítottuk, 480 kg/cm²-t tesz ki, tehát $\sigma_e = 10\,020 \text{ kg/cm}^2$. Ezen adatokból 3. képletünk szerint

$$\mu = \frac{178}{10\,020 - 5,76 \cdot 178} = 0,0198$$

Minthogy 3 Ø 5 mm acélhúr keresztmetszeti területe 0,588 cm², a szükséges betonkeresztmetszet 29,7 cm². Alkalmaztunk 4,5 × 7 = 31,5 cm² bruttó, ill. 30,9 cm² nettó betonkeresztmetszetet. Ezekkel az adatokkal elvégezzük a feszültség ellenőrzését, mely a

következőképpen alakul:

$$\mu = 0,588/30,9 = 0,01904$$

Az (1) képlet szerint:

$$\Delta\sigma_e = 10\,020 \cdot 5,76 \cdot 0,01904 / (1 + 5,76 \cdot 0,01904) = 990 \text{ kg/cm}^2$$

tehát

$$\sigma'_e = 10\,020 - 990 = 9030 \text{ kg/cm}^2$$

az acélhuzalok feszültsége a feszítőerő ráengedésekor, a beton feszültsége pedig

$$\sigma_b = 990/5,76 = 172 \text{ kg/cm}^2$$

Ha ugyanebben a pálcában csak 2 Ø 5 betétet alkalmazunk, akkor a pálcák már 300 kg/cm²-nél kisebb betonszilárdságnál is kizsaluzhatók. Ebben az esetben a kizsaluzási szilárdság számítása a következőképpen történt:

2 Ø 5 mm-es húr keresztmetszeti területe 0,392 cm², és $F_b = 31,1 \text{ cm}^2$ lévén, a viszonylagos vasmennyiség

$$\mu = 0,392/31,1 = 0,01262$$

az n értéket kerekén 7-re becsülve a (2) képlet szerint $\sigma_b = 10\,020 \cdot 0,01262 / (1 + 7 \cdot 0,01262) = 116,4 \text{ kg/cm}^2$

A megfelelő betonszilárdság

$$K = \frac{116,4}{190} \cdot 320 = 197 \sim 200 \text{ kg/cm}^2$$

Ellenőrizzük az $n = 7$ felvétel helyességét. Ha beton kockaszilárdsága 200 kg/cm², akkor

$$E = 550\,000 \frac{200}{400} = 275\,000 \text{ kg/cm}^2$$

és így

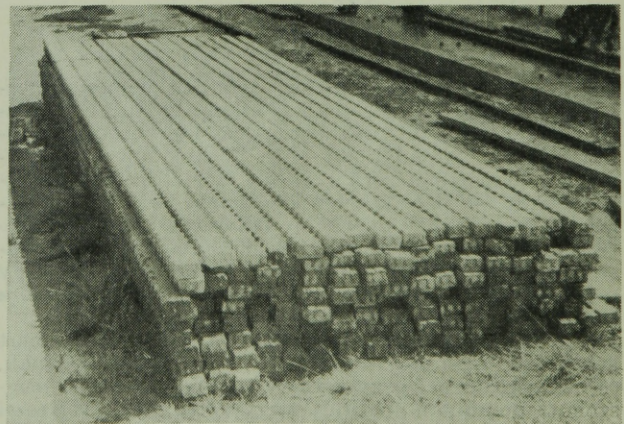
$$n = 1\,900\,000/275\,000 = 6,92 \sim 7$$

Következő lépésünk e pálcák feszültségeinek ellenőrzése volt, melynek eredménye a háromhúros pálcánál bemutatottak szerint

$$\sigma'_e = 9210 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_b = 117 \text{ kg/cm}^2$$

A kéthúros pálcákat a 4. ábrán láthatjuk. E pálcák 500 kg/m³ 600-as cementadagolással kötégysorsítással készültek. A kizsaluzás 40 órás korban történt, amikor is a szilárdság 250–300 kg/cm² volt.



4. ábra

III. A pálcák viselkedése a szerkezetben

A pálcákat elkészültük után feltételezhetően hamarosan felhasználják, ezért a beton lassú alakváltozása már a kész szerkezetben nem a feszítésből származó, hanem az állandó súlynak megfelelő feszültségviszonyok között alakul ki. A zsugorodás azonban független a terhelési viszonyoktól, ezért annak hatását figyelembe

vehetjük úgy, mintha az már a beépítés előtt lejátszódott volna. Ha a több éves végállapotot tekintjük, akkor a zsugorodás számításbavételénél a lassú alakváltozást is figyelembe kell vennünk. A zsugorodásból származó feszültségeket a következőképpen számítjuk: Legyen a beton teljes zsugorodása ε_{zs} . Ennek lefolyását a tapadás folytán a pálcá vasbetétei akadályozzák, ennek folytán az előfeszített acélhúrokban feszültségcsökkenés, a betonban pedig húzás keletkezik.

Az 5. ábra értelmében $\varepsilon_{zs} - \varepsilon_b = \varepsilon_v$, tehát

$$\varepsilon_{zs} - \frac{\sigma_{bz}}{E_b} = \frac{\Delta\sigma_{vz}}{E_v}$$

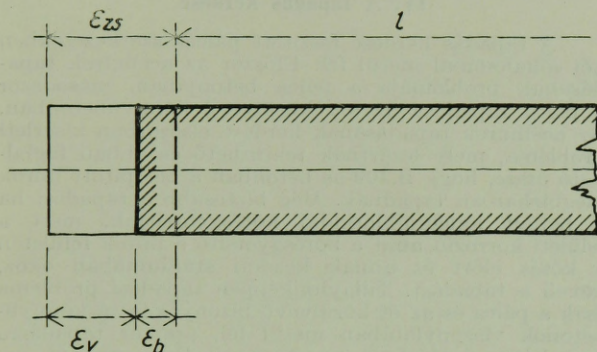
alakváltozási és

$$\sigma_{bz} F_b = \Delta\sigma_{vz} F_v$$

egyensúlyi egyenlet írható fel. A két egyenletből $E_v/E_b = n$ jelölést használva

$$\Delta\sigma_{vz} = \varepsilon_{zs} E_v / (1 + n\mu) \quad (4)$$

$$\sigma_{bz} = \Delta\sigma_{vz} \mu \quad (5)$$



5. ábra

Az utóbbi képletek segítségével kiszámítjuk a három, illetve kétbetétes pálcák $\varepsilon_{zs} = 0,40/0,0$ zsugorodásból származó feszültségeit a lassú alakváltozás lejátszódása után.

A beton (B. 400) rugalmassági modulusa $E_b = 367\,000 \text{ kg/cm}^2$, a lassú alakváltozás tényezőjét $\varphi = 1,4$ -nek vesszük fel, és így

$$A_b = \frac{367\,000}{1 + 1,4} = 112\,000 \text{ kg/cm}^2$$

alakváltozási modulusal számolhatunk. Az acélhúrok rugalmassági és a beton alakváltozási modulusainak aránya

$$n = \frac{1\,900\,000}{112\,000} = 17$$

lévén (4) és (5) képleteink szerint háromhúros pálcá esetében

$$\Delta\sigma_{vz} = 0,0004 \cdot 1\,900\,000 / (1 + 17 \cdot 0,01904) = 574 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bz} = 574 \cdot 0,01904 = 10,9 \text{ kg/cm}^2$$

A kéthúros pálcában a számítás eredménye:

$$\Delta\sigma_{vz} = 625 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_{bz} = 7,9 \text{ kg/cm}^2$$

Ha a pálcákat beépítettük, akkor azok új feszültség-viszonyok közé kerülnek. A beépítésig ugyanis a pálcák minden keresztmetszetében azonos a feszültség, a beépítés után pedig a terhekből származó nyomatóki ábrának megfelelően módosulnak az egyes keresztmetszetek feszültségei. A feszültségek alakulását azonban nem kell követnünk keresztmetszetről keresztmetszetre, elegendő a legnagyobb nyomatókók helyénél vizsgálnunk a feszültségviszonyokat, a többi helyen ugyanis túlméretezett állapotban vagyunk.

Mivel a szerkezetben a pálcák a vasbetétek szerepét töltik be, bennük húzás keletkezik, azt kell tehát analizálnunk, hogyan alakulnak a feszültségek és alakváltozások egy húzott feszített pálcában.

Ha a feszített pálcákat húzzuk, a betonban eleinte feszültségcsökkenés, később húzás lép fel, végül a pálcá betonja megreped. A beton feszültségváltozásával arányosan egészen a repedések bekövetkeztéig a húrok feszültsége is nő, és ha a beton megrepedt, hirtelen minden húzóerő a húrokra jut, melyekben — ha méretezünk — legfeljebb a határfeszültség lép fel.

A húzóerőből származó $\Delta\sigma_b$ és $\Delta\sigma_v$ feszültségváltozás kiszámítása a beton húzószilárdságának kimerüléseig az ún. „n”-es számítási mód képleteivel történik, vagyis

$$\Delta\sigma_b = \frac{H}{F_b + nF_v} = \frac{\sigma_0}{1 + n\mu} \quad (7)$$

$$\Delta\sigma_v = n\Delta\sigma_b \quad (8)$$

ahol $\sigma_0 = H/b \cdot n$ számításbavételnél figyelembe kell vennünk az időtényezőt. Ha ugyanis tartós teherről van szó, és annak hatását távoli időpontban vizsgáljuk, E_b helyett a lassú alakváltozás miatt az

$$A_b = E_b / (1 + \varphi)$$

alakváltozási modulusot használjuk.

Mivel a pálcákat elkészültük után viszonylag rövid idő múlva beépítik, a feszítésből származó beton előfeszültség, mint említettük, az állandó súlyból származó feszültséggel lecsökken, mielőtt a lassú alakváltozás jelentős része lejátszódhatott volna. Ennélfogva a pálcá lassú alakváltozása kicsi. Hiába figyeljük tehát a beépített pálcákat, hosszú ideig, pl. 5 évig, ennek a megfigyelésnek semmi értéke sincs a beépített pálcá szempontjából.

A tartós terhek hatására kialakuló végleges feszültségeket azonban célszerű úgy számítani, mintha a pálcák lassú alakváltozása az előfeszítésből és a tartós teherből külön-külön játszódott volna le. Ha e számítást a II. fejezetben közöltek szerint elvégezzük, akkor az előfeszítésből származó fiktív feszültségek a következőképpen alakulnak:

A háromhúros pálcában

$$\sigma'_e = 10\,020 - 2240 = 7780 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 148,4 \text{ kg/cm}^2$$

A kéthúros pálcában pedig

$$\sigma'_e = 10\,020 - 1699 = 8321 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 105,6 \text{ kg/cm}^2$$

A húr határfeszültségének elérésekor a pálcában keletkező betonfeszültség tehát attól függ, hogy a húzó határerő tartós és nem tartós része hogyan viszonylik egymáshoz. Megvizsgálunk két szélső esetet:

1. Ha a húzó határerő csak az állandó teherből és
2. ha a húzó határerő csak az esetleges teherből származik, mert a gyakorlati esetek a két szélső eset között vannak.

a) Háromhúros pálcá esetén:

A pálcá határhúzó erője $0,588 \times 10,500 \text{ kg/cm}^2 = 6180 \text{ kg}$. A háromhúros pálcában φ értéket biztonsággal 1,9-nek véve $n = 15,1$ és $\mu = 0,01904$

(7) képletünk szerint

$$\sigma_0 = 6180/30,9 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_b = 200 / (1 + 0,01904 \cdot 15,1) = 155,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_v = 155,4 \cdot 15,1 = 2346 \text{ kg/cm}^2$$

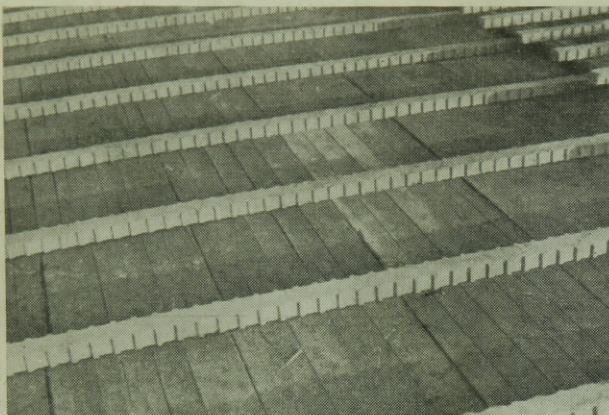
Ezek szerint a határerő fellépésekor, ha az teljes mértékben állandó teherből származik, és a pálcá repedésmentes, a betonban $148,4 - 109 = 155,4 = +18 \text{ kg/cm}^2$ húzás, az acélhúrokban pedig $7780 - 574 + 2346 = 9550 \text{ kg/cm}^2$ húzás keletkezik.

Ha a húzóerő csupán esetleges teherből származik

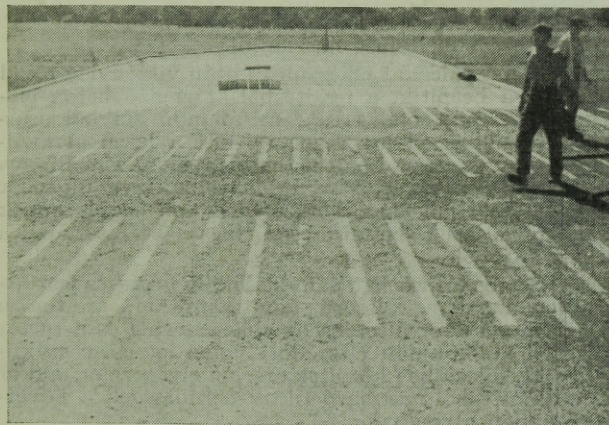
$$n = 1\,900\,000/367\,000 = 5,2$$

$$\Delta\sigma_b = 200 / (1 + 0,01904 \cdot 5,2) = 182 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_v = 182 \cdot 5,2 = 947 \text{ kg/cm}^2$$



6. ábra



7. ábra



8. ábra

Az össz feszültség ebben az esetben tehát a betonban $148,4 - 10,9 - 182 = 44,5 \text{ kg/cm}^2$ húzás, az acélhúrokban pedig $7780 - 574 + 947 = 8151 \text{ kg/cm}^2$ húzás.

b) Ha ugyanezt a számítást a kétbetétes pálcára végezzük el, melynek határerője $0,392 \cdot 10,500 = 4120 \text{ kg}$ és φ értéke 2,1, eredményül azt kapjuk, hogy ha a húzóerő teljes mértékben az állandó teherből származik

$$\Delta\sigma_b = 110,9 \text{ kg/cm}^2; \quad \Delta\sigma_v = 1785 \text{ kg/cm}^2$$

és így az össz feszültség a betonban $13,2 \text{ kg/cm}^2$ húzás, a betétekben pedig 9481 kg/cm^2 húzás.

Ha pedig a húzóerő teljes mértékben esetleges teherből származik

$$\Delta\sigma_b = 125,1 \text{ kg/cm}^2 \text{ és } \Delta\sigma_v = 650 \text{ kg/cm}^2$$

és az összes feszültség

$$\sigma_b = 27,2 \text{ kg/cm}^2 \text{ húzás}$$

$$\sigma_v = 8346 \text{ kg/cm}^2 \text{ húzás}$$

Ezek a számok azt mutatják, hogy a pálcában a legnagyobb igénybevétel helyén a legkedvezőtlenebb esetben a B.400-as beton húzó szilárdsága közelében vagyunk, tehát a pálcák legfeljebb itt reped és a repedések nem fejlődnek ki. Ebből folyólag a pálcák nyúlása a húrok nyúlásával gyakorlatilag megegyezik. Ez a nyúlás pedig a legkedvezőtlenebb esetben, mint a szám adatokból kitűnik, még a zsugorodást is figyelembe véve kb. 3000 kg/cm^2 feszültségnek megfelelő nyúlás, és csak az esetleg repedt keresztmetszetben éri el 4000 kg/cm^2 -t. Ilyenek a nagyobb szilárdságú acélokkal szerelt vasbeton szerkezetek betéteinek nyúlás viszonyai, különösen ha ott is figyelembe vesszük a zsugorodást. Ebből következik, hogy a feszített pálcákat éppen úgy kezelhetjük, mint a közönséges vasbetéteket.

IV. A tapadás kérdése

A tapadás kérdése feszített pálcás szerkezetekben két alkalommal merül fel. Először az acélhúrok tapadásának problémája a pálcák betonjában, másodsorban a pálcák tapadása az azt körülvevő könnyűbetonban. Az acélhúrok tapadásának kérdése elsősorban kísérleti probléma, mely lezártan tekinthető és abban foglalható össze, hogy B.400-as betonban a belapított húrok megbízhatóan tapadnak. Még biztosabb a tapadás, ha a betont kalciumkloriddal kötégysírtjuk, mert a felületi korrozio, amit a kötégysírtó a húrok felületén a kötés előtt és annak kezdeti stádiumában okoz, növeli a tapadást. Tulajdonképpen tapadási probléma csak a pálcák és az őt körülvevő bizonyos fajta könnyűbetonok viszonylatában merül fel, amikor tapadásra nem lehet megbízhatóan számítani. Ilyen eset pl. az, ha a pálcákat kohóhabsalak betonokban használjuk, amelyhez a gyártási eljárás folytán sima felületű pálcák nehezen tapad. Ezért a pálcákat célszerű fogakkal ellátni, mert fogakkal igen egyszerű biztosítani a pálcák megragadását ellen. A számítás azt mutatta, hogy a 4. ábrán feltüntetett fogazás a teljes tapadás hiányát pótolja. A fogazás működésének biztosítására célszerű a támaszok feletti rövid lécek végeit a kohóhabsalakbetonba lehorgonyozni, mint azt meg is tettük.

V. Összefoglalás

A feszített szerkezeteknek népgazdasági szempontból legjelentősebb előnye az acéltakarékosság. Elméletileg ugyanerre a feladatra normális betonacélból mintegy 3—4-szer annyi mennyiség szükséges, mint acélhúrból, az acélhúr világpiaci ára viszont csak 1,6—1,8-szerese a normális betonacélénak. A feszített szerkezetek hátránya viszont az, hogy nagyszilárdságú, drága betont igényelnek, és elkészítésük nem egyszerű. Ezért főleg tömegcikkek készítésére (pl. vasúti keresztalj, típus grerenda stb.) alkalmasak.

A feszített pálcák rendkívül kiterjeszti az acélhúr gazdaságos felhasználásának területét, mert vasalás-ként használható nem túlságosan vékony beton és könnyűbeton szerkezetekben, előnye, hogy kevés jóminőségű betont igényel, és monolitikus szerkezetekhez is használható. Már beigazolódott, hogy gyártása egyszerű és termelékeny. Az eddig elkészült mintegy 2000 m^2 monolitikus és 1000 m^2 előregyártott födém pedig a pálcák gazdaságos felhasználását bizonyítja.

A 6. és 7. ábrán egy istálló monolitikus födémének részletei láthatók. A födémlemez vastagsága 15 cm , anyaga B.70-es minőségű kohóhabsalak. Egy mezője B.100-as minőségű közönséges betonból készült 13 cm vastagságban. Vasszükséglet $5,0 \text{ m}$ támaszköz mellett 1 kg/m^2 acélhúr és $0,46 \text{ kg/m}^2$ lágyvas betét. A 8. ábrán a födém elkészülte előtt végzett próbaterhelést láthatjuk. A törés akkor következett be, amikor az acélhúrok szakítószilárdságát 17000 kg/cm^2 -t elértük. A határterheléskor a födém lehajlása 3 m/m-t , a támaszköz $1/1500$ -ad részét tette ki.